

N°

Ordre /F.S.S.A/UAMOB/2023

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA



Faculté des Sciences et Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etude

Présenté par :

KANDA Abdellatif

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière: **Hydraulique**

Option: **Ressources Hydrauliques**

Thème :

Diagnostic et Réhabilitation du Système d'Alimentation en Eau Potable de la Zone Draa El Bordj et Cité Zerrouki, Bouira, Algérie

Devant le jury composé de :

TAIB	Lyès	MAA	UAMOB	Président
MERIDJA	Madani	MCB	UAMOB	Examineur
HADDAD	Samir	MCA	UAMOB	Examineur
GHERNAOUT	Redhouane	Pr	UAMOB	Encadreur

Année Universitaire 2022/2023

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de grand respect et d'appréciation à :

- *La personne qui a été la principale raison de mon existence –après d'Allah- et qui a fait de grands sacrifices pour ma chère mère ;*
- *Mon éducateur et aide à surmonter les difficultés de la vie, à mon cher père ;*
- *Ceux qui m'ont soutenu et encouragé à problèmes et les difficultés, à mes chers frères.*

REMERCIEMENTS

Je remercie beaucoup d'Allah tout puissant qui m'a donné la force et la volonté de commencer et de terminer cet humble travail ;

Mes remerciements s'adressent à Monsieur GHERNAOUT Redhouane qui sans son encadrement et ses expériences, ce travail afin de réalisation à bien le projet ;

Je ne peux m'empêcher d'adresser mes sincères remerciements à mon maitre de stage, monsieur Karim et personnel technique de centre de distribution d'ADE unité de BOUIRA; et tout le personnel du Laboratoire de contrôle qualité d'ADE d'unité BOUIRA ; pour leur bon traitement et leur et fournissez-moi les informations et les donnes nécessaires et soutien continu pour terminer le travail de bon qualité.

Merci 

Résumé

Le travail présenté s'inscrit dans diagnostic et réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la zone de Draa El Bordj et la cite Zerrouki, dans la ville de Bouira, Algérie.

Après avoir récolté les données nécessaires du site, l'étude a été entamé par le calcul de la population actuelle et à l'horizon d'étude (2053) ainsi que les besoins en eau à partir desquels nous avons calculé le débit max journalier et le débit de pointe horaire. Les débits horaires de pointe obtenus par la méthode graphique à l'horizon 2023 et à l'horizon 2053 sont ($Q_{max}=319.25 \text{ m}^3/h=88,68 \text{ l/s}$) et ($Q_{max}= 576,61 \text{ m}^3/h=160,17 \text{ l/s}$), respectivement.

Le diagnostic fonctionnel du réseau à l'horizon 2023 a permis d'observer quelques anomalies et proposer le changement des diamètres. Le diagnostic fonctionnel du réseau existant à l'horizon 2053 a permis d'observer que beaucoup d'abonnés n'auront pas l'eau dans leurs robinets à cet horizon, ce qui exige la réhabilitation de ce réseau bien avant cette date. La réhabilitation du réseau a permis d'avoir des diamètres optimaux de tous les tronçons de conduites tout en répondant aux conditions de pression et de vitesse à l'heure de pointe et à l'heure de pointe plus incendie.

La réhabilitation du réseau a permis d'avoir des diamètres optimaux de tous les tronçons de conduites tout en répondant aux conditions de pression et de vitesse à l'heure de pointe, aux conditions de l'heure de pointe plus incendie. Le dimensionnement de l'ouvrage de stockage nous a permis de garder le même réservoir circulaire élevé de capacité 1500m^3 , de hauteur $H=4\text{m}$ et de diamètre $D=21\text{m}$. L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de choisir le diamètre 400mm et la PEHD de PN10 comme matériau.

Le choix s'est porté sur une pompe centrifuge multicellulaire à basse pression et à axe horizontal. Les phénomènes de cavitation et coup de bélier ont été aussi étudié. Les résultats ont permis de conclure que les pompes fonctionnent sans risque de cavitation et que la protection anti-bélier n'est donc pas nécessaire.

Mots clés : Diagnostic, Réhabilitation, Alimentation en eau potable, Réservoir, adduction, Réseau de distribution, Pompe centrifuge, Coup de bélier, Cavitation.

Abstract

The work presented is part of the diagnosis and rehabilitation of the drinking water supply system of the area of Draa El Bordj and the city Zerrouki, in the city of Bouira, Algeria.

After collecting the necessary data from the site, the study was started by calculating the current population and the study horizon (2053) as well as the water requirements from which we calculated the maximum daily flow and the hourly peak flow. The peak hourly flows obtained by the graphical method by 2023 and 2053 are ($Q_{max}=319.25 \text{ m}^3/\text{h}=88.68 \text{ l/s}$) and ($Q_{max}= 576.61 \text{ m}^3/\text{h}=160, 17\text{l/s}$), respectively.

The rehabilitation of the network has made it possible to have optimal diameters of all sections of pipes while meeting pressure and speed conditions at rush hour, rush hour plus fire conditions.

According to the results obtained from analytical method, the existing reservoir on normalized high at 548m with a capacity of 1500 m^3 , its height $H = 4 \text{ m}$ and its diameter $D = 21 \text{ m}$. The technical and economic study of the supply allowed us to choose the 315mm diameter and the HDPE of PN10 as the material. The dimensioning of the storage structure allowed us to keep the same high circular tank with a capacity of 1500m^3 , height $H = 4\text{m}$ and diameter $D = 21\text{m}$. The technical and economic study of the supply allowed us to choose the 400mm diameter and the HDPE of PN10 as the material.

The choice fell on a multistage centrifugal pump with low pressure and horizontal. The phenomena of cavitation and water hammer have also been studied. The results led to the conclusion that the pumps operate without risk of cavitation and therefore anti-ram protection is not necessary.

Keywords: Diagnosis, Rehabilitation, Drinking water supply, Reservoir, Supply network, Distribution network, Centrifugal pump, Water hammer, Cavitation.

ملخص

ويندرج هذا العمل المقدم في إطار تشخيص وإعادة تأهيل نظام الإمداد بمياه الشرب في منطقة الدراسة حي ذراعالبرج وحي زروقي، في مدينة البويرة، دائرة البويرة التابعة لولاية البويرة.

بعد جمع البيانات اللازمة من الموقع ، بدأت الدراسة بحساب السكان الحاليين وأفق الدراسة (2053) وكذلك الاحتياجات المائية التي قمنا من خلالها بحساب الحد الأقصى للتدفق اليومي وتدفق الذروة لكل ساعة. ذروة التدفقات بالساعة التي تم الحصول عليها بالطريقة الرسومية بحلول عامي 2023 و 2053 هي (319.25 م³ / ساعة = 88.68 لتر / ثانية) و(576.61 م³ / ساعة = 160.17 لتر / ثانية).

أتاح التشخيص الوظيفي للشبكة بحلول عام 2023 ملاحظة بعض الحالات الشاذة واقترح تغيير الأقطار. لاحظ التشخيص الوظيفي للشبكة الحالية بحلول عام 2053 أن العديد من المشتركين لن يكون لديهم مياه في صنابيرهم بحلول ذلك الوقت ، الأمر الذي يتطلب إعادة تأهيل هذه الشبكة قبل ذلك التاريخ بوقت طويل. جعلت إعادة تأهيل الشبكة من الممكن الحصول على أقطار مثالية لجميع أقسام الأنابيب مع تلبية ظروف الضغط والسرعة في ساعة الذروة وساعة الذروة بالإضافة إلى الحريق.

جعلت إعادة تأهيل الشبكة من الممكن الحصول على أقطار مثالية لجميع أقسام الأنابيب مع تلبية ظروف الضغط والسرعة في ساعة الذروة وساعة الذروة بالإضافة إلى ظروف الحريق. سمحت لنا أبعاد هيكل التخزين بالحفاظ على نفس الخزان الدائري العالي بسعة 1500 م³ و الارتفاع 4م و القطر 21م، سمحت لنا الدراسة الفنية والاقتصادية كمادة HDPE ل PN10 للإمداد واختيار قطر 400 مم.

تم اختيار المضخات لمحطة الضخ باستخدام كتالوج الرقمي، وقع الاختيار على مضخة طرد مركزي متعددة الخلايا، للضغوط المنخفضة ذات المحور الأفقي. كما تمت دراسة ظواهر التجويف والمطرقة المائية. أدت النتائج إلى استنتاج مفاده أن المضخات تعمل دون خطر التجويف وبالتالي فإن الحماية المضادة للكبش ليست ضرورية.

الكلمات المفتاحية: التشخيص، تأهيل ، إمدادات مياه الشرب، الخزان، شبكة النقل، شبكة التوزيع، مضخة الطرد المركزي، نطحة الكبش، التكيف.

Sommaire

Liste de figures.....	
Liste de tableaux	
Introduction générale	1

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

I.1. Introduction	3
I.2. Situation géographique.....	3
I.3. Situation démographique.....	4
I.4. Situation climatique.....	5
I.4.1. Température:	5
I.4.2. L'humidité:	6
I.4.3. La pluviométrie:.....	7
I.4.4. L'évaporation:.....	8
I.4.5. Les vents:	8
I.4.6. La neige:.....	8
I.5. Hydrologique et Hydrogéologique.....	8
I.6. Géologie	9
I.7. Sismicité.....	9
I.8. Infrastructures.....	9
I.9. Patrimoine historique (Bordj Turc)	10
I.10. Situation hydraulique.....	10
I.10.1. Système d'adduction:	10
I.10.2. Ouvrage de stockage:	11
I.10.3. Réseau de distribution d'eau potable :	11
I.11. Conclusion	11

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II.1. Introduction	12
II.2. Évaluation de la population.....	12

II.3.	Estimation des besoins en eau	14
II.4.	Choix de la norme unitaire de consommation.....	14
II.5.	Détermination de la consommation moyenne journalière.....	15
II.6.	Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	16
II.7.	Majoration de la consommation moyenne journalière.....	17
II.8.	Variation des débits de consommation journaliers	17
II.8.1.	Débit maximum journalier:.....	18
II.8.2.	Débit maximum horaire (débit de pointe):.....	18
II.9.	Conclusion.....	19

CHAPITRE III : DIAGNOSTIC DU SYSTEME D’AEP

III.1.	Introduction	20
III.2.	Diagnostic d’un réseau d’AEP	20
III.2.1.	Le diagnostic de l’environnement:.....	20
III.2.2.	Le diagnostic hydraulique:.....	20
III.2.3.	Le diagnostic physique:.....	21
III.2.4.	Le diagnostic fonctionnel:.....	25
III.3.	Calcul des débits et simulation hydraulique	27
III.3.1.	Cas de pointe à l’horizon 2023 :.....	27
III.3.2.	Cas de pointe à l’horizon 2053.....	53
III.4.	Conclusion	64

CHAPITRE IV : REHABILITATION DU RESAU DE DISTRIBUTION D’AEP

IV.1.	Introduction	66
IV.2.	Classification des réseaux d’AEP	66
IV.3.	Gestion des réseaux d’AEP	66
IV.3.1.	Production d’eau potable	66
IV.3.2.	Traitement de l’eau	66
IV.3.3.	Stockage de l’eau	66
IV.3.4.	Distribution de l’eau	67
IV.3.5.	Surveillance de la qualité de l’eau	67
IV.3.6.	Maintenance et réparation du réseau	67
IV.3.7.	Gestion des urgences	67

IV.3.8. Perte d'eau	67
IV.4. Gestion informatisée des réseaux d'AEP	68
IV.5. Cartographie des réseaux.....	68
IV.6. Les indicateurs des services d'eau potable.....	69
IV.6.1. La qualité de l'eau	70
IV.6.2. La continuité du service.....	70
IV.6.3. La pression de l'eau	70
IV.6.4. La durée de vie des actifs.....	70
IV.6.5. Le cout du service.....	70
IV.6.6. La satisfaction des consommateurs	70
IV.6.7. Sectorisation des réseaux d'eau potable:	70
IV.7. Contrôle de la qualité de l'eau	71
IV.8. Modélisation des réseaux d'AEP.....	72
IV.9. Les logiciels de modélisation des réseaux d'AEP.....	72
IV.9.1. EPANET	72
IV.9.2. WaterCAD	72
IV.9.3. InfoWorks WS	73
IV.9.4. EPASWW.....	73
IV.10. Réseau de distribution d'eau.....	73
IV.11. Réseau de distribution actuel.....	76
IV.12. Mesures techniques de performances	77
IV.13. Calcul hydraulique du réseau de distribution	78
IV.13.1. Débit spécifique.....	78
IV.13.2. Débit en route	79
IV.13.3. Débit aux nœuds.....	79
IV.14. Résultats de simulation de niveau réseau :	97
IV.14.1. La simulation finale du nouveau réseau à l'horizon 2053 (cas de pointe)	97
IV.14.2. La simulation finale du nouveau réseau à l'horizon 2053 (cas de pointe+ incendie) :	111
IV.15. Conclusion.....	113

CHAPITRE V : ETUDE D'ADDUCTION

V.1. Introduction.....	115
V.2. Définition de réseau d'AEP	115
V.3. Réseau d'adduction d'eau	116
V.4. Types d'adduction d'eau.....	116
V.4.1. Adduction gravitaire:	116
V.4.2. Adduction par refoulement:	117
V.4.3. Adduction mixte:.....	118
V.5. Types de tuyaux d'adduction d'eau	118
V.5.1. Tuyaux en acier:.....	118
V.5.2. Tuyaux en PVC:.....	118
V.5.3. Tuyaux en fonte:	119
V.5.4. Tuyaux en béton armé:.....	119
V.5.5. Tuyaux en PEHD:.....	120
V.6. Diamètre techno-économique de l'adduction :	121
V.6.1. Choix de la gamme des diamètres :	122
V.6.2. Calcul des pertes de charge.....	123
V.6.3. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	124
V.6.4. Frais d'exploitation:.....	125
V.6.5. Frais d'amortissement :.....	125
V.6.6. Frais totaux (bilan total).....	125
V.7. Conclusion	126

CHAPITRE VI: CHOIX DES POMPES

VI.1. Introduction.....	127
VI.2. Généralités sur les pompes	127
VI.2.1. Définition d'une pompe.....	127
VI.2.2. Les différents types de pompes et leurs caractéristiques :.....	127
VI.2.3. Les turbopompes:.....	128
VI.2.4. Les pompes volumétriques	128
VI.3. Choix du type de pompe	129
VI.4. Choix du nombre de pompe.....	130

VI.4.1. Couplage en parallèle:	131
VI.4.2. Couplage en série:.....	131
VI.5. Les courbes caractéristiques des pompes	133
VI.5.1. La courbe hauteur/débit:	134
VI.5.2. La courbe de puissance/débit :.....	135
VI.5.3. Le courbe rendement /débit:	135
VI.6. Puissance absorbée (Pa).....	136
VI.7. Description de la pompe:	136
VI.8. Dimensionnement des pompes	138
VI.7. Etude de cavitation	138
VI.8. Point de fonctionnement	142
VI.9. Le coup de bélier	142
VI.10. Calcul de suppression et de dépression dans la conduite de refoulement	144
VI.11. L'automatisation de l'adduction	145
VI.12. Conclusion	146

CHAPITRE VII : OUVRAGES DE STOCKAGE

VII.1 Introduction	147
VII.2 Les barrages	147
VII.3 Châteaux d'eau	147
VII.4 Réservoirs d'eau	148
VII.4.1. Résistance de réservoir:.....	148
VII.4.2. Isolation thermique :.....	149
VII.4.3. Rôle des réservoirs:	149
VII.4.4. Classifications des réservoirs :	150
VII.4.5. Les réservoirs en charge (sous pression) :.....	150
VII.4.6. Choix des réservoirs:.....	151
VII.4.7. Fonction des réservoirs.....	151
VII.4.8. Emplacement des réservoirs.....	152
VII.4.9. Equipements des réservoirs:.....	153
VII.4.10. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :.....	158
VII.4.11. Détermination de la capacité du réservoir :	158

VII.4.12. Dimensionnement du réservoir:.....	161
VII.5 Conclusion.....	162
Conclusion générale.....	163

Liste de figures

Figure I.1: La zone d'étude	4
Figure I.2: Plan de situation de Draa el bordj et Cite Zerrouki.....	4

Figure I.3: l'humidité relative moyenne	7
Figure I.4: Précipitations moyennes annuelles	8
Figure I.5: Conduite d'adduction	10
Figure I.6: Châteaux d'eau (Draa el bordj, Bouira)	11
Figure II.7: Evaluation des populations	14
Figure II.8: Récapitulatif des différentes consommations journalières	17
Figure III.9: L'intérieur de la Station de pompage SRF8	22
Figure III.10: La ventouse ne fonctionnent pas et mauvaise	23
Figure III.11: Conduite de refoulement	24
Figure III.12: Réseau de distribution sur EPANET	27
Figure III.13: Etat du réseau actuel (Cas de pointe à l'horizon 2023)	28
Figure III.14: Les nœuds ayant une pression $P > 60$ m	33
Figure III.15: Les arcs ayant V (m/s) < 0.5 m/s	39
Figure III.16: Les arcs ayant V (m/s) > 1.5 m/s	39
Figure III.17: Etat de vitesse des arcs dans les conduites	40
Figure III.18: Simulation finale de réseau actuel à l'horizon 2023 (cas de pointe)	41
Figure III.19: : Les nœuds ayant $P > 6$ bar	46
Figure III.20 : Les arcs ayant V (m/s) > 1.5 m/s	52
Figure III.21 : Les arcs ayant V (m/s) < 0.5 m/s	52
Figure III.22: Etat du réseau actuel après la simulation (Cas de pointe à l'horizon 2053)	53
Figure III.23: Les nœuds ayant $P < 10$ m	58
Figure III.24: Répartition des pressions dans le réseau	58
Figure III.25: Etat de vitesse des arcs dans les conduites	64
Figure IV.26: Réseau de distribution d'eau	73
Figure IV.27: Réseau ramifié	74
Figure IV.28: Réseau maille	75
Figure IV.29: Réseau de distribution	77
Figure IV.30: La simulation finale de niveau réseau à l'horizon 2053 (cas de pointe)	97
Figure IV.31: Les nœuds ayant P (bar) > 60 m	102
Figure IV.32: Les arcs ayant V (m/s) > 1.5 m/s	108
Figure IV.33: Les arcs ayant V (m/s) < 0.5 m/s	108
Figure IV.34: La simulation finale de niveau réseau à l'horizon 2053 (cas de pointe+ incendie)	111
Figure IV.35: Les arcs ayant V (m/s) > 2.5 m/s	112
Figure IV.36: Les arcs ayant V (m/s) < 0.5 m/s	112
Figure IV.37: Les nœuds ayant P (bar) > 60 m	113
Figure V.38: Schéma d'alimentation en eau potable (Valiron 1994)	116
Figure V.39: Adduction gravitaire	117
Figure V.40: Adduction par refoulement	117
Figure V.41: Conduite d'adduction SRF8 vers R 1500	122
Figure VI.42: pompes centrifuge	128
Figure VI.43: pompes volumétrique rotative a un arbre	129
Figure VI.44: Couplage en parallèle de pompes centrifuge	131

Figure VI.45: Couplage en série des pompes centrifuge	132
Figure VI.46: Couplage des pompes en série	133
Figure VI.47:le courbe hauteur-débit.....	134
Figure VI.48: la courbe la puissance/débit	135
Figure VI.49:le courbe rendement/ débit	136
Figure VI.50: Courbes caractéristiques de la pompe	137
Figure VI.51: la courbe de la cavitation d'une pompe	138
Figure VI.52: Cas d'aspiration en charge	140
Figure VI.53 : Cas d'aspiration en dépression.....	140
Figure VI.54: point de fonctionnement d'une pompe	142
Figure VI.55: la conduite à coup bélier	143
Figure VI.56: Robinet à flotteur.....	146
Figure VII.57: Barrage de Koudiet Acerdoune (BOUIRA).....	147
Figure VII.58: Châteaux d'eau (Draa el bordj, Bouira).....	148
Figure VII.59: Emplacement du réservoir dans une agglomération	152
Figure IV.60: Equipement du réservoir	153
Figure VII.61:Conduite d'arrivée par sur versé.....	154
Figure VII.62: Conduite de distribution.....	155
Figure VII.63: La conduite de bay-passe	156
Figure VII.64: Robinet à flotteur	157
Figure VII.65: Systèmes de réserve d'incendie	158

Liste de tableaux

Tableau I.1: les températures moyennes annuelles.....	6
Tableau I.2: L'humidité relative moyenne.....	6
Tableau I.3: Précipitations moyennes annuelles.....	7
Tableau II.4: Evaluation des populations.....	13
Tableau II.5 : Besoins domestique à l'horizon d'étude.....	15
Tableau II.6: Présentation de besoins d'équipements	16
Tableau II.7: Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	16
Tableau II.8: Majoration de la consommation moyenne journalière.....	17
Tableau II.9: Résultant de débit maximum journalier	18
Tableau II.10: Variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	19
Tableau II.11: Résultant de débit maximum horaire	19
Tableau III.12: Caractéristiques des forages.....	21
Tableau III.13: Choix de pompe SR F8.....	22
Tableau III.14: Caractéristiques de château d'eau R3	23
Tableau III.15: Adduction de SRF8 à R1500	24
Tableau III.16: Evaluation des conduites existences	25
Tableau III.17: Etat des nœuds du réseau actuel à l'heure de pointe (2023).....	29
Tableau III.18: Etat des arcs du réseau actuel à l'heure de pointe (2023).....	34
Tableau III.19: Charge et pression aux nœuds dans le réseau	42
Tableau III.20: Vitesses, diamètres, débits, longueur dans le réseau	47
Tableau III.21: Etat des nœuds du réseau de la zone à l'horizon 2053	54
Tableau III.22: Etat des arcs du réseau de la zone à l'horizon 2053	59
Tableau IV.23: Résultant de débit spécifique	78
Tableau IV.24: Résultats de calcul des débits en route et aux nœuds à l'heure de pointe à l'horizon 2023	80
Tableau IV.25: Résultats de calcul des débits en route et aux nœuds à l'heure de pointe à l'horizon 2053	85
Tableau IV.26: Résultats de calcul des débits en route et aux nœuds à l'heure de pointe + Incendie à l'horizon 2053	91
Tableau IV.27: Résultats de l'état des nœuds du nouveau réseau à l'horizon 2053.....	98
Tableau IV.28: Résultats de l'état des arcs du niveau réseau à l'horizon 2053.....	103
Tableau V.29: Résultats de calcul du débit et des diamètres.....	123
Tableau V.30: Résultats de calcul HMT.....	124
Tableau V.31: Frais d'investissement (SP-R1500).....	125
Tableau V.32: Frais d'exploitation (SP-R1500).....	126
Tableau V.33: Frais totaux (SP-R1500).....	126
Tableau VI.34: Caractéristiques de la pompe de la station SRF8.....	137
Tableau VI.35: Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température	141

Tableau VI.36: Résultats de calcul de coup de bélier, pour conduite de PN10.....	145
Tableau VII.37: Caractéristiques de château d'eau R3.....	159
Tableau VII.38: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier ...	159
Tableau VII.39: Variation des débits horaires	160
Tableau VII.40: Calcul de volume de réservoir	161
Tableau VII.41: Dimensions du réservoir R1500.....	162

Liste d'abréviations

R	Réservoir
RGPH	Recensement Général de la Population et de l'Habitat
DEB	Draa El Bordj
ADE	Algérienne Des Eaux
RN	Route Nationale
CW	Chemin de Wilaya
APC	Assemblée Populaire Communale
OPGI	Office de Promotion et de Gestion Immobilière
AEP	Alimentation en Eau Potable
BDL	Banque de Développement Local
BADR	Banque de l'agriculture et du développement rural
CNEP	Caisse Nationale d'Epargne et de Prévoyance- Banque
CRMA	Caisse Nationale de Mutualité Agricole
ANSEJ	Agence Nationale de Soutien à l'Emploi des Jeunes
ANEM	Agence Nationale de l'Emploi
SR	Station de Reprise
SP	Station de Pompage
HMT	Hauteur Manométrique Totale
SIG	Système d'Information Géographique

DRE	Direction des Ressources en Eau
PVC	Polychlorure de vinyle non plastifié
PEHD	Polyéthylène haute densité
NPSH	Net Positive Suction Head
ANRH	Agence Nationale des Ressources Hydrauliques
EPANET	U.S Environmental Protection Agency (EPA)
A	Amortissement annuel
CSR	Cote station de reprise (m)
CR	Cote du réservoir
Cp	La côte de l'axe de la pompe (m)
Ca	La côte du plan d'aspiration (m)
CTP	Cote Trop Plein (m)
K'	coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation
Li	Longueur du tronçon concerné (m)
Lequ	Longueur équivalente en (m)
L	Longueur de la conduite en (m)
m	Coefficient de rognage
N	Vitesse de rotation (tr/min)
Ni	Nombre d'utilisateurs pour chaque catégorie de consommateurs
N'	Nouvelle vitesse de rotation après la variation (tr/min)
NPSHd	Charge nette minimal disponible à l'aspiration (m)
NPSHr	Charge nette minimal requise à l'aspiration (m)
η	Rendement de la pompe en (%)

A high-speed photograph of a water splash, showing a central crown-like shape with several smaller droplets rising from it, all set against a light blue background. The splash is centered on a dark blue surface, creating concentric ripples.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'eau est devenue une question cruciale pour toutes les sociétés et dans tous les domaines de la vie. La qualité et la quantité de l'eau potable est un sujet d'importance pour assurer la santé et le bien-être de la population.

Les normes de l'eau potable en Algérie varie d'une région à une autre en raison de facteurs tels que la source d'approvisionnement en eau, les infrastructures de traitement et de distribution ainsi que la population environnementale.

Les principales sources d'eau potable en Algérie comprennent les eaux souterraines provenant des rivières et des lacs, ainsi que les ressources en eau dessalée issues du littoral.

Pour garantir la qualité de l'eau potable, des normes et des directives sanitaires sont établies par les autorités pour les niveaux de substances indésirables, telles que les produits chimiques, les métaux lourds et les microorganismes. Les entreprises de distribution d'eau en Algérie sont tenues de suivre ces normes et de régulier pour assurer la conformité de l'eau potable aux normes de qualité.

Le travail présenté s'inscrit dans le cadre d'un diagnostic et de réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la zone de Draa El Bordj et la cite Zerrouki, dans la commune de Bouira, dont l'état actuel est mauvais.

Nous commençons le premier chapitre par un aperçu de l'état général sur la zone d'étude : la situation géographique, la situation géomorphologie, la climatologie, hydrologique et hydrogéologique, la démographie ainsi qu'un aperçu hydraulique et sur les infrastructures.

Le deuxième chapitre traite l'estimation des besoins en eau en se basant sur le nombre d'habitant et sur tous les équipements existants à l'horizon actuel 2023 et futur 2053.

Dans le troisième chapitre, on procède au diagnostic physique du système d'AEP (forages, station de pompage, ouvrage de stockage et réseau d'adduction et de distribution) et diagnostic fonctionnel du réseau de distribution de la région d'étude de Draa El bordj et la cité Zerrouki.

Le quatrième chapitre, a été consacré à la réhabilitation du réseau de distribution de la zone d'étude dans le but d'amener l'eau aux consommateurs en quantité suffisante et avec des vitesses et des pressions acceptables.

INTRODUCTION GENERALE

Le cinquième chapitre a fait l'objet de l'étude de l'adduction par la station de reprise SRF8 vers le réservoir projeté R1500.

Dans le sixième chapitre, nous avons fait une étude sur le choix des pompes de la station de reprise SRF8 qui devrait être utilisées pour refouler l'eau vers le réservoir R1500.

Dans le septième chapitre, nous avons redimensionné l'ouvrage de stockage, qui garantit un meilleur fonctionnement de notre réseau de distribution de la zone d'étude à l'horizon 2053.

Enfin, nous avons terminé par une conclusion générale.

A high-speed photograph of a water splash, showing a central crown-like shape with several smaller droplets flying outwards, all set against a light blue background. The splash is centered on a surface, creating concentric ripples.

**PRESENTATION DE LA REGION
D'ETUDE**

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE

I.1. Introduction

Avant tout projet de diagnostic et réhabilitation d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire afin de connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet.

Les réseaux publics de distribution et d'adduction doivent satisfaire les besoins en eau domestiques, des services publics et des besoins d'arrosage et industriels. L'évaluation des quantités d'eau nécessaires, c'est une partie importante dans toutes les études et les avant-projets concernant le domaine de l'alimentation en eau potable et chaque catégorie de consommation dépend de plusieurs paramètres, et l'évaluation de ces derniers avec une précision donnent un bon diagnostic et réhabilitation et dimensionnement de réseau existe.

I.2. Situation géographique

La zone d'étude est : Draa El Bordj (DEB) et Cite Zerrouki dans chef-lieu de wilaya de Bouira.

Bouira, (en berbère Thoubirets) est chef-lieu de la wilaya. Elle est située à environ 110 kms au Sud Est d'Alger et au Sud de la chaîne du Djurdjura dans l'Atlas Tellien. Elle se trouve sur le plateau dominant les deux rives d'Oued Eddous à une altitude de 550 mètres. Là que chef-lieu de wilaya Bouira est limitée :

- Au Nord : par la commune de Aït Laaziz ;
- A l'Est : par les communes de Haïzer et Taghzout ;
- Au Sud : par les communes d'El Asnam et Oued El Berd ;
- A l'Ouest : par les communes de Aïn Turk et Aïn El Hadjar.

La carte des levés topographique, reflète clairement, de la région d'étude en terme de pente, cette valeur varie entre 2° et 5° comme suit :

- Pentes de 2 – 5% : Cette marge de pentes faibles se situe Draa el bordj et cité Zerrouki à le plateau de commune de Bouira.



Figure I.1: La zone d'étude



Figure I.2: Plan de situation de Draa el bordj et Cite Zerrouki

I.3. Situation démographique

Selon le service technique de l'ADE unité de Bouira, le nombre d'habitants de l'agglomération de la zone d'étude est d'environ 13536 habitants pour cette année 2023 ; situation démographique de (Draa el bordj et Cite Zerrouki) est témoin d'une sorte de surpeuplement, car elle se trouve à l'intérieur de chef-lieu de la wilaya à cause la migration vers la ville de Bouira.

La zone d'étude de Bouira est composée essentiellement d'habitats individuels, de logements collectifs réalisés en majorité ses dernières décennies et d'habitat précaire; nos

besoins en logements sont calculés sur la base des perspectives de population et d'un TOL moyen allant de 6 personnes / logement à court terme pour atteindre un TOL de 5 à long terme objectif national dans le plan de L'aménagement et le développement durable de la wilaya.

Pour prise en charge des besoins futurs de la population en matière de logements et d'équipements. Selon ce qui suit:

- l'analyse sociodémographique ;
- Les caractéristiques du site ;
- Les orientations d'aménagement du territoire ;
- Les orientations élaborées par l'A.P.C.

I.4. Situation climatique

La définition des paramètres climatiques d'une région donnée nous permet d'évaluer leurs relations avec l'urbanisme et mettre l'accent sur les catastrophes conséquentes. Pour cela des précautions doivent être mise de façon à prévoir ce genre de cataclysmes et à minimiser les sinistres éventuels.

Le climat de la région d'étude dans la ville de Bouira est du type méditerranéen tempéré, chaud et sec en été, pluvieux et humide en hiver.

Ses paramètres climatiques, ont été évalués grâce aux données qui figurent dans le document - le climat de l'Algérie par « P. SELTZER » et par les données récoltées auprès de l'ONM, mesurée à la station météorologique de la ville de Bouira pendant la période 1989-1998 (PDAU, 2013).

I.4.1. Température:

Les données recueillies à la station de Bouira font ressortir une température moyenne annuelle de 16.35°C avec des moyennes de 9.5°C en hivers et de 24.7°C en été, pour la période 1989-1998. Dans le tableau suivant, nous représentons les températures moyennes mensuelles ainsi que les températures maximales et minimales pour la période (1989-1998), relevées à la station de Bouira.

Tableau I.1: les températures moyennes annuelles

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jui	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne annuelle
T°max (C°)	12.5	14.1	16.4	18.4	23.9	29.7	33.9	34.7	29.4	23.1	17.8	13.8	22
T°min (C°)	4.4	4.65	5.8	7.2	11.3	16.0	18.7	19.6	16.8	8.4	8.4	5.6	10.7
T°moy (C°)	8.55	9.35	11.1	12.8	17.6	20.5	24.95	26.7	23.1	17.85	13.1	9.7	16.35

A partir de ces variations de températures mensuelles moyennes, on peut distinguer deux saisons :

- ✓ Une saison froide, allant de Novembre à Avril, avec une température moyenne inférieure à la moyenne annuelle. Le mois de Janvier représente le mois le plus froid avec une température moyenne de 8.55°C.
- ✓ Une saison chaude, allant de Mai à Octobre, avec une température moyenne supérieur à la moyenne annuelle. Le mois le plus chaud est marqué par le mois d'Août avec une température moyenne de 26.7°C.

Cependant, les mois les plus froids sont : décembre, janvier, février et mars et les mois les plus chauds sont : juin, juillet, août et septembre. Le minimum des températures est atteint au mois de Janvier avec 4.4°C, tandis que le maximum est enregistré au mois d'août avec 34.7°C.

I.4.2. L'humidité:

Les données disponibles, concernant l'humidité relative moyenne, mensuelles et annuelles, enregistrées par la station la plus proche, d'Aghrib est résumée dans le tableau suivant :

Tableau I.2: L'humidité relative moyenne

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	Moy
H (%)	84	77	75	69	69	61	54	56	66	74	77	82	70

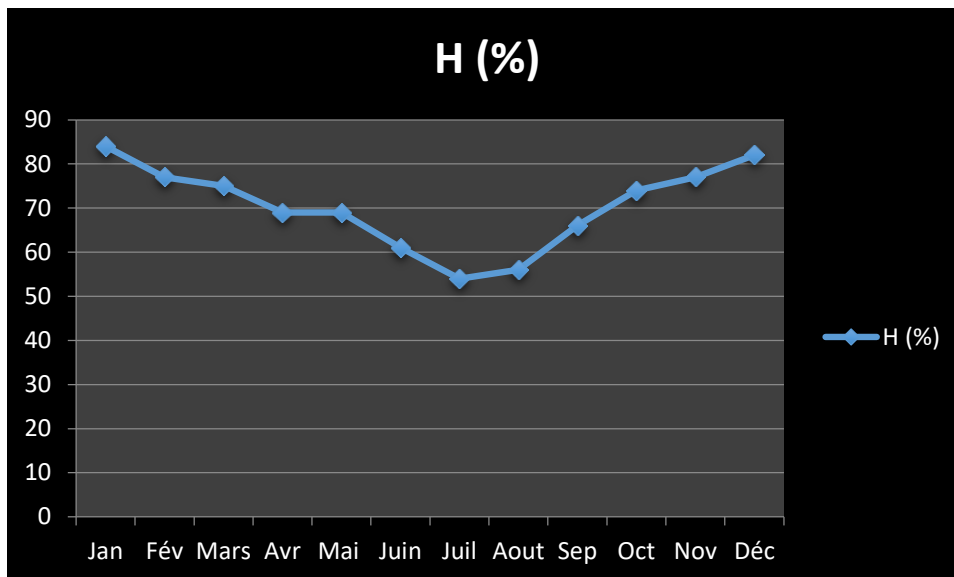


Figure I.3: l'humidité relative moyenne

I.4.3. La pluviométrie:

Les précipitations montrent un rythme pluviométrique mensuel et annuel irrégulier d'une année à l'autre, pouvant dépasser 600 mm/an. La quantité annuelle des pluies dépasse, en moyenne, les 450 mm (1989/1998). Les précipitations moyennes mensuelles ainsi que saisonnière sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau I.3: Précipitations moyennes annuelles

Saison	Automne			Hiver		Printemps			Eté			Précipitation moyenne annuelle	
Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fer	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill		Aou
P (mm)	36	32.7	45.2	45.8	67.7	53.4	41.6	45.1	37.7	17.5	7.3	5.1	440.5

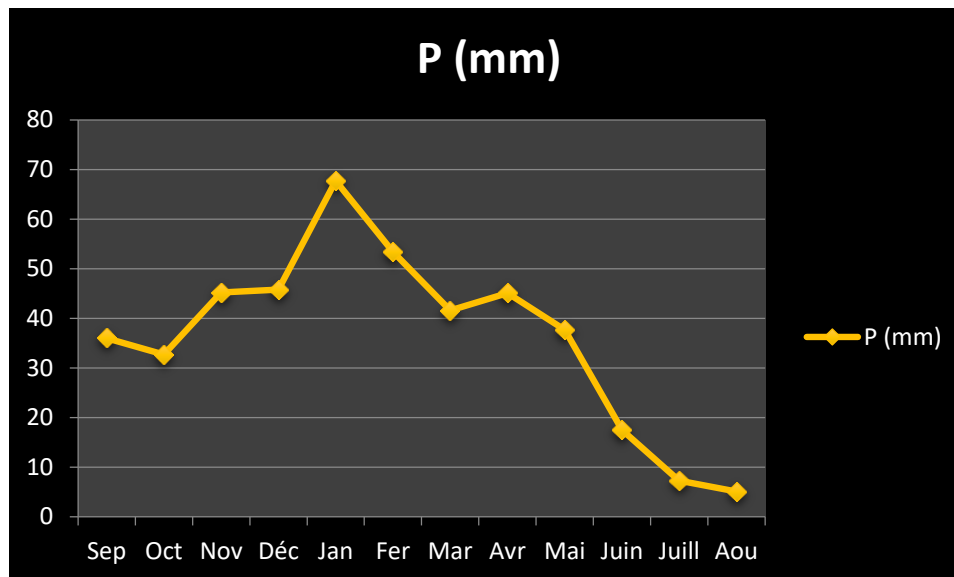


Figure I.4: Précipitations moyennes annuelles

I.4.4. L'évaporation:

Les valeurs maximales de la période (1990-1998) correspondent à 402 mm en Août 1994, par contre le minimal est de 49 mm en Janvier 1990.

I.4.5. Les vents:

Le vent est un des éléments les plus caractéristiques du climat et le paramètre le plus essentiel à cause de son influence sur les autres paramètres. Le maximum de force du vent se produit au cours de l'hiver, le minimum au cours de l'été.

Les vitesses des vents sont habituellement modérées voir faibles, la vitesse moyenne annuelle enregistrées à la station de Bouira est de 4.3 m/s, avec des bourrasques occasionnellement associées à des orages. La fréquence et l'intensité du sirocco sont des données particulières du climat en raison des dégâts que cause ce vent chaud et sec. Le sirocco se manifeste en moyenne 25 jours/an surtout pendant la période estivale juillet et Août.

I.4.6. La neige:

Les chutes de neige sont plus ou moins intenses en hiver avec une valeur maximale de 22 mm en Janvier 1993. Les chutes de neige sont pratiquement nulles pendant les mois juin, juillet, août, septembre et octobre.

I.5. Hydrologique et Hydrogéologique

L'étude hydrologique et hydrogéologique est une étape très indispensable avant l'élaboration d'un projet d'aménagement. Les problèmes d'instabilités majeurs vis-à-vis

de l'aménagement, gonflement, tassement, liquéfaction et glissement des terrains, sont souvent en relation avec l'action de l'eau souterraine ou de ruissellement.

Les données hydrographiques récoltées auprès de l'ANRH, dans les environs de Bouira, déterminent la présence d'un aquifère important dans l'ensemble lithologique, formé par les argiles et les poudingues de l'oligocène continentale.

On constate que le réseau hydrographique est plus ou moins important et favorisé par la nature peu perméable des sols.

I.6. Géologie

La zone d'étude dans plateau de Bouira est recouverte par une formation quaternaire résultant d'une érosion torrentielle et dessinant des cônes de déjection dont les dépôts épais alluvionnaire occupent toute la région Nord de Bouira jusqu'à la limite Sud de l'Oued Eddous.

Le Sud de la commune et le Sud Est de la ville de Bouira présentent une topographie vallonnée formée par des conglomérats et des argiles, constituant un terrain détritique. Nous décrivons ci-dessous la formation géologique des différents faciès qui se trouvent dans la commune de Bouira. La stratigraphie se lit en partant du plus récent au plus ancien.

I.7. Sismicité

La construction dans une région donnée nécessite de vérifier l'état de sismicité de celle-ci, car le facteur sismique est souvent l'amplificateur de désordre de nature variée. L'analyse des différents catalogues de sismicité réalisés par Rothe (1950) et par Roussel et Benhallou (1971) et (1980) montre que la bordure tellienne présente la région ou la sismicité est la plus fréquente et les importants séismes ont lieu. Cette importante sismicité s'explique par le fait que cette région est directement impliquée dans l'affrontement des plaques européenne et africaine.

Selon les données sismiques établies par le CRAAG, la région d'étude dans wilaya Bouira ne présente aucun foyer sismique, néanmoins, elle peut ressentir les secousses des régions avoisinantes avec des intensités fortes à moyennes, selon la carte de sismicité établies en 1980 par le CRAAG, pour la wilaya de Bouira (1716-1975).

I.8. Infrastructures

Le réseau routier est l'infrastructure principale sur laquelle repose l'armature urbaine et un support essentiel à toute démarche d'organisation de l'espace, pour cela un diagnostic détaillé des situations fut nécessaire.

La zone d'étude dans la commune de BOUIRA est située dans la vallée du fleuve Sahel qui est dominé par le Djebel Heizer (Mont Heizer). Elle est traversée par un réseau

viaire important constitue par de grands axes qui lui permettent une relation directe vers l'extérieur sur le plan local et aussi régional. BOUIRA est actuellement au centre d'une dynamique régionale dont la colonne vertébrale se trouve être son réseau routier qui la met en contact avec toutes les contrées limitrophes (PDAU, 2013).

En plus du réseau viaire vient s'ajouter le réseau ferroviaire et enfin l'axe autoroutier qui est en phase d'achèvement au niveau de la commune ; « Un vieil adage des économistes disait que le développement vient par la route ».

I.9. Patrimoine historique (Bordj Turc)

Le Bordj Turc, située près du cimetière de Draa El Bordj et non loin de la cité administrative, le fort turc, fleuron du patrimoine culturel a été érigé en 1540. Il est le témoin d'une étape importante de l'histoire de cette région.

Occupant une place stratégique sur cette élévation appelée Draa El Bordj dominant toute la ville de Bouira. Le fort turc Hamza était un relais pour les autorités ottomanes entre Alger, Constantine, et la Kabylie.

I.10. Situation hydraulique

I.10.1. Système d'adduction:

L'adduction de la zone d'étude par assurant l'approvisionnement en eau potable du Château d'eau « Draa El Bordj » R3 se fait comme suit :

- ❖ A partir d'un forage (Sidi Ziane) l'eau est refoulée vers le Château d'eau 50 m³, de ce dernier une conduite gravitaire Ø250 Acier alimente une station de reprise (SRF8) équipée d'une bache à capacité de stockage est 100m³.
- ❖ Sur la dernière conduite de refoulement une arrivée d'eau est refoulée à partir d'un forage F8 situé à côté de station de reprise SRF8 dans « Draa El Bordj ».
- ❖ Enfin au moyen d'une conduite Ø 250 Acier vers le Château d'eau Draa El Bordj 1500m³ à conduite d'adduction Ø 250 Acier et la longueur L=1068m.



Figure I.5: Conduite d'adduction

I.10.2. Ouvrage de stockage:

L'approvisionnement en eau des habitants est assuré par le réservoir R1500m³ (à cote 448 m) est responsable de la distribution gravitaire de l'eau potable pour l'ensemble de la zone concernée par l'étude.



Figure I.6: Châteaux d'eau (Draa el bordj, Bouira)

I.10.3. Réseau de distribution d'eau potable :

La distribution de l'eau potable dans la zone concernée est assurée par un réseau mixte (mailles + ramifications). La gestion de ce réseau est assurée par l'Algérienne des Eaux (A.D.E) par centre de distribution à unité de Bouira.

I.11. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude, du point de vue géographique, démographie, climatique ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront comme données de base afin de clarifier les diverses caractéristiques qui servent à adapter notre étude au site concerné dans l'objectif d'assurer une bonne étude hydraulique pour l'évaluation de population et l'estimation des besoins en eau de la région d'étude.

A high-speed photograph of a water splash, showing a central crown-like shape with several smaller droplets flying outwards, all set against a light blue background. The splash is centered on a surface, creating concentric ripples.

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

II.1. Introduction

Avant tout projet de diagnostic et réhabilitation d'alimentation en eau potable, il faut connaître la population concernée par le réseau, c'est-à-dire le régime de consommation de l'agglomération, ainsi que les données concernant les établissements et les équipements qui utilisent l'eau (école, APC, gendarmerie, etc.), afin de déterminer les besoins en eau éventuels, et assurer le bon réseau de distribution compatible avec les exigences quotidiennes des consommateurs.

II.2. Évaluation de la population

L'évaluation de la population joue un rôle très important dans l'estimation des besoins en eau pour détecter les déficits de la chaîne d'approvisionnement. L'évaluation de la population peut se faire de différentes manières en fonction des besoins et des objectifs de l'analyse. Voici quelques méthodes courantes:

- a. **Recensement** : le recensement est une méthode d'évaluation de la population qui consiste à compter tous les habitants d'une zone géographique donnée à un moment précis. Cette méthode fournit des données précises sur la taille et la composition de la population.
- b. **Echantillonnage** : L'échantillonnage est une méthode qui consiste à sélectionner un échantillon pour estimer les caractéristiques de la population dans son ensemble. Cette méthode est souvent utilisée lorsque le recensement est impossible ou coûteux.
- c. **Modélisation** : La modélisation est une méthode qui utilise des données historiques pour créer des modèles mathématiques qui prédisent la taille et la composition de la population dans le futur. Cette méthode est souvent utilisée pour planifier les services publics tels que les infrastructures, la santé et l'éducation.
- d. **Enquêtes** : Les enquêtes sont une méthode qui consiste à interroger un échantillon de la population sur des sujets spécifiques tels que les habitudes de consommation, les opinions politiques, la santé et le bien-être. Cette méthode fournit des données précieuses sur les attitudes et les comportements de la population.

Il est important de choisir la méthode d'évaluation de la population la plus appropriée en fonction des objectifs de l'analyse et des ressources disponibles.

La population future est estimée en utilisant la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \quad \text{(II.1)}$$

Avec:

- P_n : Population à l'horizon considéré ;
- P_0 : Population de base ;
- n : Intervalle des années considérées ;
- τ : Taux d'accroissement moyen de la population.

Comme déjà évoqué dans la situation démographique, la zone d'étude Draa el bordj et cité Zerrouki regroupe une population de **13536** habitants pour cette année 2023 (service technique d'ADE BOUIRA).

Le résultat est donné dans le tableau :

Tableau II.4: Evaluation des populations

Horizon (Année)	Actuel 2023	Moyenterme 2038	Futurterme 2053
τ (%)	2,3		
Population (habitants)	13536	19038	26777

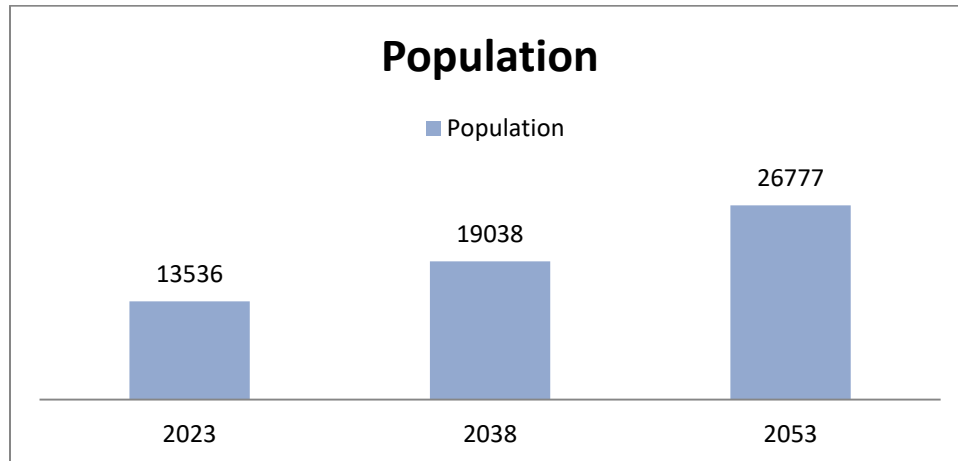


Figure II.7: Evaluation des populations

II.3. Estimation des besoins en eau

Qualité et la quantité d'eau potable à garantir pour une agglomération sont fonction du type de consommateurs existants. C'est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de l'agglomération étudiée. Ainsi, nous avons:

- ✓ Besoins domestiques;
- ✓ Besoins scolaires;
- ✓ Besoins sanitaires;
- ✓ Besoins administratifs;
- ✓ Besoins socioculturels et sportifs.

II.4. Choix de la norme unitaire de consommation

a. Définition :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule, etc.

b. Critères de choix de la norme :

La norme de consommation dépend essentiellement du :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d'habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes.

La dotation en eau dépend de l'accroissement démographique, elle est donnée de la zone d'étude 150l/j/hab (PDAU ; 2013).

II.5. Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année se détermine par la relation suivante :

$$Q_{moy.j} = P \times D \quad (II.2)$$

Avec :

- Q_{moy.j}: Le débit moyen journalier (l/j) ;
- D : La dotation (l/j/hab) ;
- P : La population (habitant).

Dans l'étude d'un système d'alimentation en eau potable, il existe plusieurs types de besoins :

A. Besoins domestiques :

Les besoins en eau potable domestiques varient en fonction de plusieurs facteurs, tels que le nombre de personnes dans le foyer, les activités quotidiennes, le climat et pratiques de conservation de l'eau.

Les besoins en eau domestiques pour sont présentés dans le tableau :

Tableau II.5 : Besoins domestique à l'horizon d'étude

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy.j} (m ³ /j)
2023	13536	150	2030.4
2053	26777	150	4016.55

B. Besoins d'équipements:

Tableau II.6: Présentation de besoins d'équipements

Equipements	Nombre d'équipements	Effectifs (unité)	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy. j} (m ³ /j)
INSFP	01	500étudiants	30 l/j/étudiant	15
Pharmacienne	03	15 employés	30 l/j/employé	0.45
Mosquées	03	3500 personnes	20 l/j/personne	70
Ecole primaire	04	982 élèves	15 l/j/élève	14.73
CEM	01	660 élèves	15 l/j/élève	9.9
Salle de fete	02	100employés	15 l/j/employé	1.5
Algérie Poste	01	10 employés	8 l/j/employé	0.08
Parc d'APC	01	12 employés	8 l/j/employé	0.096
Laboratoire d'analyses médicales	01	10 employés	30 l/j/employé	0.3
Laboratoire d'analyses ADE (Unité BOUIRA)	01	17 employés	30l/j/employé	0.51
Le musée (Bordj Turc)	01	10 employés	8 l/j/employé	0.08
Centre d'ADE BOUIRA	01	08 employés	8 l/j/employé	0.064
Centre de santé	01	20 malades	30 l/j/malade	0.6
Cite administratif	01	415 employés	8 l/j/employé	3.32
Total	22	/	/	116.63

II.6. Récapitulatif des différentes consommations journalières

Après étude de l'estimation des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon d'étude est :

Tableau II.7: Récapitulatif des différentes consommations journalières

Horizon	Actuel2023	Longterme2053
Besoins domestiques (m ³ /j)	2030.4	4016.55
Besoins des équipements (m ³ /j)	116.63	230.72
Besoins totaux(m ³ /j)	2147.03	4247.27

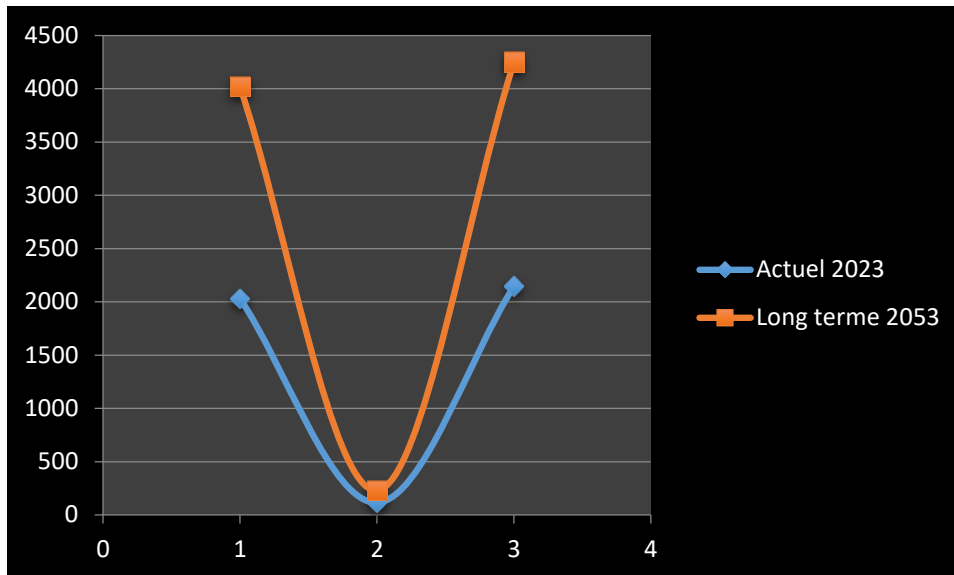


Figure II.8: Récapitulatif des différentes consommations journalières

II.7. Majoration de la consommation moyenne journalière

L'ensemble des fuites sur le réseau projeté varient suivant le type des tuyaux, leur vétusté, la nature du terrain et la qualité de l'entretien. Pour assurer l'eau à bon quantité et éviter le manque d'eau potable ; il est obligatoire d'effectuer une majoration de 30 %.

Tableau II.8: Majoration de la consommation moyenne journalière

Nature de débit	Q _{moyj} (m ³ /j)(2023)	Q _{moy.maj} (m ³ /j)(2023)	Q _{moyj} (m ³ /j)(2053)	Q _{moy.maj} (m ³ /j)(2053)
Total	2147.03	2791.139	4247.27	5521.451

II.8. Variation des débits de consommation journaliers

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- ❖ Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de l'agglomération considérée.
- ❖ Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville.
- ❖ Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine.
- ❖ Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

II.8.1. Débit maximum journalier:

Débit maximum journalier La consommation en eau quotidienne n'est pas constante, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Pour tenir compte de cette variation, on doit considérer le coefficient dit : coefficient d'irrégularité journalière maximum « Kmax.j ».

Le débit maximal journalier est défini comme étant le débit d'une journée où la consommation est maximale pendant une année. Il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement de l'adduction, les réservoirs de stockage et les stations de pompage. Il est calculé avec la formule suivante :

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

Avec:

- Qmax, j : Débit maximum journalier (m³ /j) ;
- Qmoy.j: Le débit moyen journalier (m³ /j) ;
- Kmax.j: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, Kmax,j ∈ [1.1 – 1.3].
- Dans ce cas, nous prenons : Kmax,j = 1,2

Donc :

Tableau II.9: Résultant de débit maximum journalier

Horizon	Actuel 2023	Long terme 2053
Q _{moy.j} (m ³ /j)	2791.139	5521.451
K _{max.j}	1.2	
Q _{max.j} (m ³ /j)	3349.37	6625.74

II.8.2. Débit maximum horaire (débit de pointe):

Donc pour obtenir ce débit il faut appliquer un coefficient au débit maximum journalier. Ce coefficient est appelé coefficient d'irrégularité horaire maximal «Kmax.h».

$$Q_p = K_{max.h} \times Q_{max.h} \quad (II.4)$$

Avec :

- Qp : Débit de pointe (m³/j) ;
- Kmax.h : Coefficient d'irrégularité horaire maximal.

Afin de trouver Kmax,h on doit appliquer la formule suivante :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.5)$$

- α_{max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements de l'agglomération, $\alpha_{max} \in [1.2 - 1.4]$,

- On le prend : $\alpha_{max} = 1,3$

- β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Coefficient donné par un tableau en fonction de la taille de l'agglomération ;

Comme suit :

Tableau II.10: Variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants*10 ³	<1.0	1.5	2.5	4.0	6.0	10	20	30	100	300	>1000
β_{max}	2.0	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1.0

Tableau II.11: Résultant de débit maximum horaire

Horizon	Actuel2023	Longterme2053
Population(habitants)	13536	26777
β_{max}	1.75968	1.60662
α_{max}	1.3	1.3
$K_{max.h}$	2.29	2.09
$Q_{max.j}$ (m ³ /j)	3349.37	6625.74
$Q_{max.h}$ (m ³ /h)	319.25	576.61

II.9. Conclusion

Ce chapitre a fait l'objet de calcul des besoins en eau. L'estimation des besoins maximums en eau de consommation indique que des débits de 3349.37 m³/j et 6625.74m³/j seront nécessaires pour répondre aux besoins de la région d'étude aux horizons, actuel 2023 et futur 2053, respectivement. Les débits horaires de pointe obtenus par la méthode analytique aux horizons 2023 et 2053 sont 319.25 m³/h et 576.61 m³/h, respectivement.

A high-speed photograph of a water splash, showing a central crown-like shape with several smaller droplets rising from it, all set against a light blue background. The splash is centered in the frame.

DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'AEP

CHAPITRE III : DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'AEP

III.1.Introduction

Dans ce chapitre présent, nous allons découvrir l'état de système d'alimentation en eau potable, se trouve dans un état et la qualité de ce même système, à savoir son ancienneté et ses problèmes, ainsi son diagnostic en vérifiant les paramètres hydrauliques de réseau d'adduction et distribution de la zone d'étude et les normes de la qualité de l'eau et la quantité nécessaire pour répondre à tous les besoins afin de connaître son état et s'il nécessite une réhabilitation.

Le diagnostic englobe le système d'AEP actuel à savoir :

- La station de reprise SRF8 ;
- Le réseau d'adduction et distribution ;
- L'ouvrage de stockage.

III.2.Diagnostic d'un réseau d'AEP

Le diagnostic de réseau d'eau potable fait référence à l'évaluation systématique et à l'analyse approfondie du système de distribution d'eau potable d'une zone donnée. Il vise à identifier les problèmes, les déficiences et les risques potentiels du réseau afin de prendre les mesures nécessaires pour assurer un approvisionnement en eau potable sur et fiable. Généralement; il existe quatre types de diagnostic est:

- ❖ Le diagnostic physique (ou structurel ou patrimonial) ;
- ❖ Le diagnostic fonctionnel (ou conjoncturel ou opérationnel) ;
- ❖ Le diagnostic hydraulique ;
- ❖ Le diagnostic de l'environnement de la conduite.

III.2.1. Le diagnostic de l'environnement:

Le diagnostic de l'environnement d'un réseau d'eau potable est une démarche visant à évaluer la qualité de l'eau, la performance du réseau de distribution et l'impact environnemental associé ; par couvre les différents facteurs qui influent sur l'installation de canalisations, par exemple la profondeur de fouille, la nature du terrain, la qualité du lit de pose, l'importance des charges roulantes, la présence de courants vagabonds, la qualité des butées d'amarrage, etc.

III.2.2. Le diagnostic hydraulique:

Le diagnostic hydraulique d'un réseau d'eau potable consiste à évaluer les performances et l'efficacité du système de production et stockage d'eau potable. Cela implique d'analyser et d'identifier les éventuels problèmes ou déficiences, et de proposer des solutions pour améliorer la performance globale de la production et stockage d'eau pour les besoins de consommateurs.

A. Production :

La production se fait à partir de captages d'eau souterraine (les forages) en fonction des possibilités de la ressource et des besoins (Tableau III.13) avec débit 62 l/s.

B. Stockage :

Il s'effectue dans des réservoirs sis en amont de toute localité permettant une desserte gravitaire. Ces réservoirs, en plus de ce rôle principal, ils permettent de poursuivre la distribution en cas d'interruption de la production et de moduler le pompage, et stockage principal dans la zone d'étude par réservoir R3 avec capacité 1500 m³ situé à Draa El Bordj.

C. Distribution :

Elle se fait à partir de réservoir R1500, vers le réseau de distribution (réseau maillé) avec linéaire de 9598 ml, équipés de diverses vannes de sectionnement, pour accroître la sécurité et éviter les interruptions du service en cas de réparation. Dans la zone d'étude ; l'eau est amenée chez l'utilisateur par des branchements particuliers.

III.2.3. Le diagnostic physique:

Le diagnostic physique d'un réseau d'eau potable consiste à évaluer l'état général et les performances du système de distribution d'eau potable et toutes les parties de réseau d'AEP (Station de pompage, station de reprise, forages, réservoirs, ...etc).

III.2.3.1. Les forges:

La zone d'étude possède les forages F8 situé au Draa el bordj et Fsdz situé au Sidi ziane ; dans le tableau suivant les caractéristiques des forages :

Tableau III.12: Caractéristiques des forages

Forage	X(m)	Y(m)	Cote (m)	Niveau dynamique (m)	Niveau statistique (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)
Forage F8	606.40	341.75	517.5	-28.00	-5.40	355.6	32
Forage Fsdz	/	/	517	-25.00	-5.00	330.2	30

La plupart des forages sont en bon état, mais nécessitent un entretien externe (repeinture, fixation de l'éclairage et remplacés des équipements désuets).

Remarque : après avoir diagnostiqué des forages, nous avons remarqué la nécessité de terminer un forage avec un débit Q=30 l/s ; afin d'atteindre un débit total Q=90.2 l/s.

III.2.3.2. Station SR F8:

a. Les équipements :

- ✓ Poste de transformateur N°281 avec protection fusible et (3) TC de calibre 200/5 ;
 - ✓ 02 groupes GEP horizontale avec un démarrage étoile triangle 01 en service et 01 en secoure ;
 - ✓ Compteur D150/PN16 ;
 - ✓ Vannes D150/PN16 : 01 vanne D150/PN16, clapet D150/PN16 ;
 - ✓ 01 robinet de prélèvement.
 - ✓ Bâche d'eau de 500 m³ avec une vanne D80 et une échelle métallique.
- b. **La capacité journalière** : 2592 m³/j.

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, a été choisi pour une pompe à axe horizontal multicellulaire de type : (MEC-A3/80) dont ces caractéristiques sont les suivantes :

Tableau III.13: Choix de pompe SR F8

Nombre		Marque	Type	Débit (m ³ /h)	HMT (m)	Vitesse (T/min)	Puissance (KW)
En SCE	En réserve						
01	01	CARARI	MEC-A3/80	108	80	2960	57



Figure III.9: L'intérieur de la Station de pompage SRF8

Généralement, la station de pompage avec tous ses équipements (vannes et les accessoires et pièces spécial) est en mauves état ; elle doit être réparée et certains équipements désuets (par exemple : la ventouse) qui ne fonctionnent pas.



Figure III.10: La ventouse ne fonctionnent pas et mauvaise

III.2.3.3. Château d'eau R3:

Après avoir visité l'ouvrage de stockage, nous avons remarqué que l'eau potable est stockée dans la zone à travers un réservoir R3.

Le secteur de Draa El-Bordj (DEB) cité Zerrouki de la ville Bouira est dotée d'un seule réservoir de stockage son capacité est 1500m³.

Tableau III.14: Caractéristiques de château d'eau R3

Réservoir	Localité	Cote de raider (m)	Cote du T.P (m)	Type	Capacité total (m ³)	Origine de source	Etat
R1500	Draa El Bordj	575	583	sur élevé	1500	Captage	bon

Après examen de l'état du château d'eau R1500m³, nous avons constaté qu'il est généralement en bon état. Dans le même cadre, nous avons recueilli les caractéristiques de R1500m³ et examiné l'état d'équipement, qui est en relativement bon état, sauf pour certains équipements (les accessoires et pièces spécial). Mais le château d'eau à besoin d'une restauration et une repeinture et changement de quelques équipements de distribution à long terme.

III.2.3.4. Le réseau d'adduction:

Le réseau d'adduction commence des forages vers le château d'eau R1500, à travers le suivant :

- F2 Sidi Ziane avec conduite D250 en acier noir vers R Sidi Ziane avec une conduite D250 PHHD vers Station de reprise SRF8.
- Sur la dernière conduite de refoulement une arrivée d'eau est refoulée à partir d'un forage F8 à côté de la station de reprise SRF8.
- Station de reprise SRF8 vers R1500 Draa el bordj.

Tableau III.15: Adduction de SRF8 à R1500

Adduction	Matériau	Diamètre (mm)	Linéaire(m)	Destination	Etat
Refoulement	Acier	250	1068	Draa el bordj et Cité Zerrouki	Mauvais



Figure III.11: Conduite de refoulement

III.2.3.5. Le réseau de distribution:

L'alimentation en eau potable de la zone d'étude est gravitaire à partir du réservoir R1500 m³ par un linéaire de 9598 ml avec des conduites en Acier des diamètres (300, 150, 125, 100, 80, 50) et en Amiante ciment de diamètre 150 mm aux consommateurs.

Le réseau de distribution est un réseau mixte constitué des conduites en Amiante ciment et Acier de différents diamètres. Toutes les canalisations ont plus de 30 ans, c'est un réseau vétuste qui nécessite une réhabilitation.

Le réseau fonctionne actuellement à plein temps (20/24) et il n'y a pas d'arrêt sauf en cas de travaux de réparation (fuite, changement de canalisation, ...etc) afin de répondre aux besoins de consommateurs.

Tableau III.16: Evaluation des conduites existences

Matériau	Diamètre (mm)	Linéaire(ml)	Etat
Amiante ciment	150	2263	Mauvais
Acier Noir	150	1213	
Acier Noir	125	3263	
Acier Noir	100	1383	
Acier Galva	80	813	
Acier Galva	50	663	
Total		9598	

III.2.4. Le diagnostic fonctionnel:

Le diagnostic fonctionnel d'un réseau d'eau potable consiste à évaluer son bon fonctionnement et à identifier d'éventuels problèmes ou dysfonctionnements par les données qui changent très rapidement, parfois plusieurs fois dans la journée, en fonction de l'état de service du réseau et des ouvrages hydrauliques, de traitement ainsi que du comportement des abonnés. On distingue trois sortes de données fonctionnelles suivants:

- ✚ Les données clientèles telles que les plaintes des clients ;
- ✚ Les données hydrauliques telles les débits, les vitesses, les pressions, les pertes de charges ;
- ✚ Les données de la qualité de l'eau telles que le PH, la turbidité, le taux de chlore résiduel.

Remarque : dans ce cas pour le diagnostic fonctionnel du réseau actuel a utilisé le logiciel EPANET.

III.2.4.1. Modélisation et simulation du réseau de distribution d'AEP :

Sur le logiciel EPANET on a tracé le réseau de distribution d'AEP de la région d'étude, puis on a lancé la simulation à l'aide du logiciel EPANET.

Les normes de distribution est :

- La vitesse dans les arcs : entre 0,5 et 1,5 m/s ;
- La pression dans les nœuds : entre 10 m et 60 m.

III.2.4.2. Présentation de logiciel EPANET:

EPANET est un logiciel de modélisation hydraulique utilisé pour simule comportement des réseaux de distribution d'eau potable. Il est largement utilisé par les ingénieurs et les chercheurs dans le domaine de l'ingénierie de l'eau pour analyser et concevoir des systèmes de distribution d'eau.

EPANET est un logiciel de modélisation de réseau d'eau potable open source développé par l'Agence de Protection de l'Environnement des Etats-Unis (EPA). Il

permet la modélisation de la distribution de l'eau, l'hydraulique et de la qualité de l'eau. Voici quelques fonctionnalités principales d'EPANET:

a. Modélisation du réseau :

EPANET permet de créer des modèles de réseau en définissant des nœuds (réservoirs, points de connexion, etc) avec leurs caractéristiques et hydrauliques.

Le logiciel effectue des simulations hydrauliques pour prédire les débits, les niveaux d'eau dans le réseau en utilisant les équations de conservation de la masse et de l'énergie.

b. Analyse des performances :

EPANET fournit des outils d'analyse pour évaluer les performances du réseau, tels que le calcul des pertes de charge, la détection des zones à faible pression, l'identification des points critiques, etc.

c. Qualité de l'eau :

Le logiciel prend également en compte la qualité de l'eau en permettant la simulation des paramètres tels que la concentration de permettant l'évaluation de la dispersion et de la réaction chimique dans le réseau.

d. Optimisation du réseau :

EPANET peut être utilisé pour optimiser les systèmes de distribution d'eau en recherchant les meilleures configurations de réseau pour atteindre des objectifs spécifiques tels que la réduction des pertes, la minimisation des coûts énergétiques, etc.

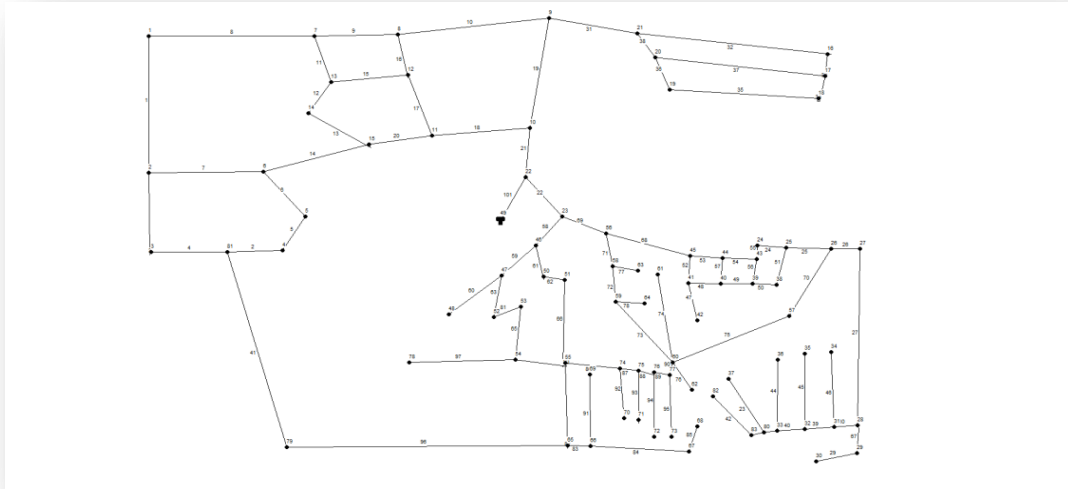


Figure III.12: Réseau de distribution sur EPANET

III.3. Calcul des débits et simulation hydraulique

III.3.1. Cas de pointe à l'horizon 2023 :

Les résultats de simulation initiale à l'heure de pointe et à l'horizon actuel 2023 sont montrés dans les figures (III.13), (III.14), (III.15) et (III.16), et les tableaux (III.18) et (III.19). Le calcul des débits est montré dans le chapitre IV : réhabilitation du réseau de distribution.

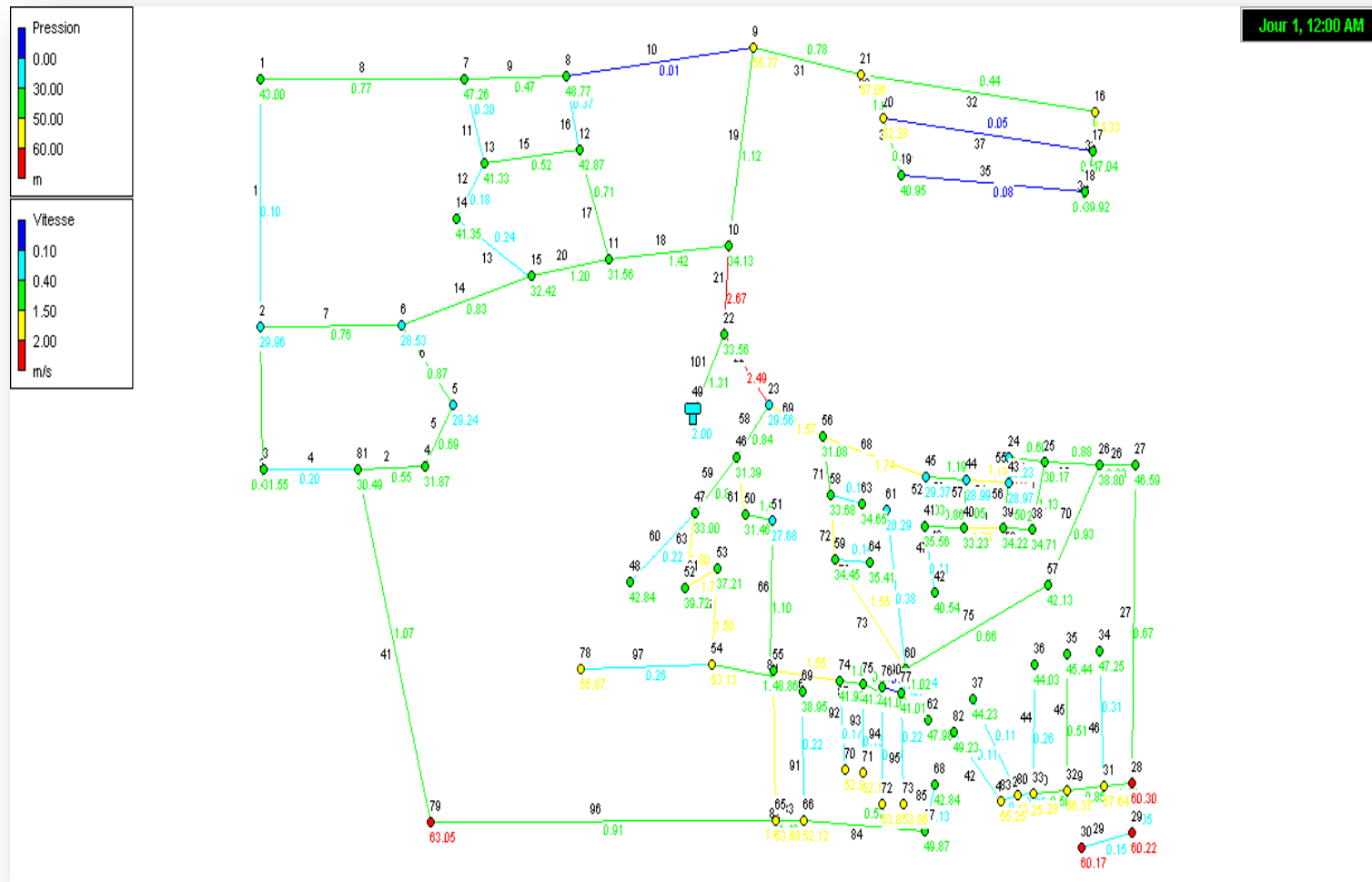


Figure III.13: Etat du réseau actuel (Cas de pointe à l'horizon 2023)

Tableau III.17: Etat des nœuds du réseau actuel à l'heure de pointe (2023)

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 2	542	2.93	571.96	29.96
Noeud 3	540	1.15	571.55	31.55
Noeud 4	540	0.71	571.87	31.87
Noeud 5	543	0.87	572.24	29.24
Noeud 6	545	2	573.53	28.53
Noeud 7	527	2.16	574.26	47.26
Noeud 8	526	2.25	574.77	48.77
Noeud 9	519	5.94	574.77	55.77
Noeud 10	543	2.15	577.13	34.13
Noeud 11	544	1.66	575.56	31.56
Noeud 12	532	1.63	574.87	42.87
Noeud 13	533	1.15	574.33	41.33
Noeud 14	533	0.75	574.35	41.35
Noeud 15	542	1.66	574.42	32.42
Noeud 16	519	2.03	573.33	54.33
Noeud 17	526	1.89	573.04	47.04
Noeud 18	533	3	572.92	39.92
Noeud 19	532	1.77	572.95	40.95
Noeud 20	521	2.2	573.28	52.28
Noeud 21	517	2.82	574.06	57.06
Noeud 22	547	1.33	580.56	33.56
Noeud 23	546	1.34	575.56	29.56
Noeud 24	537	0.23	563.23	26.23

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 25	533	0.79	563.17	30.17
Noeud 26	524	1.08	562.80	38.80
Noeud 27	516	1.66	562.59	46.59
Noeud 28	501	1.74	561.30	60.30
Noeud 29	501	0.39	561.22	60.22
Noeud 30	501	0.30	561.17	60.17
Noeud 31	503	0.87	560.64	57.64
Noeud 32	504	0.78	560.37	56.37
Noeud 33	505	0.73	560.28	55.28
Noeud 34	513	0.6	560.25	47.25
Noeud 35	514	1	559.44	45.44
Noeud 36	516	0.51	560.03	44.03
Noeud 37	516	0.22	560.23	44.23
Noeud 38	530	0.48	564.71	34.71
Noeud 39	531	0.5	565.22	34.22
Noeud 40	533	0.44	566.23	33.23
Noeud 41	531	0.59	566.56	35.56
Noeud 42	526	0.22	566.54	40.54
Noeud 43	536	0.41	564.97	28.97
Noeud 44	538	0.57	566.99	28.99
Noeud 45	538	1.61	567.37	29.37
Noeud 46	544	0.85	575.39	31.39
Noeud 47	542	1.04	575.00	33.00

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 48	532	0.44	574.84	42.84
Noeud 50	540	0.54	571.46	31.46
Noeud 51	540	0.71	567.68	27.68
Noeud 52	532	0.49	571.72	39.72
Noeud 53	533	1.03	570.21	37.21
Noeud 54	513	1.41	566.13	53.13
Noeud 55	516	1.46	564.86	48.86
Noeud 56	543	1.79	574.08	31.08
Noeud 57	519	1.34	561.13	42.13
Noeud 58	540	0.59	573.68	33.68
Noeud 59	535	0.48	569.45	34.45
Noeud 60	519	2.19	560.02	41.02
Noeud 61	539	0.75	559.29	20.29
Noeud 62	512	0.28	559.98	47.98
Noeud 63	539	0.24	573.65	34.65
Noeud 64	534	0.27	569.41	35.41
Noeud 65	504	2.3	557.68	53.68
Noeud 66	504	1.2	556.12	52.12
Noeud 67	505	0.86	554.87	49.87
Noeud 68	512	0.25	554.84	42.84
Noeud 69	517	0.44	555.95	38.95
Noeud 70	508	0.33	560.85	52.85
Noeud 71	508	0.32	560.19	52.19

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 62	512	0.28	559.98	47.98
Noeud 63	539	0.24	573.65	34.65
Noeud 64	534	0.27	569.41	35.41
Noeud 65	504	2.3	557.68	53.68
Noeud 66	504	1.2	556.12	52.12
Noeud 67	505	0.86	554.87	49.87
Noeud 68	512	0.25	554.84	42.84
Noeud 69	517	0.44	555.95	38.95
Noeud 70	508	0.33	560.85	52.85
Noeud 71	508	0.32	560.19	52.19
Noeud 72	506	0.52	559.87	53.87
Noeud 73	506	0.43	559.86	53.86
Noeud 74	519	0.73	560.93	41.93
Noeud 75	519	0.55	560.25	41.25
Noeud 76	519	0.48	560.02	41.02
Noeud 77	519	2.82	560.01	41.01
Noeud 78	510	0.52	565.87	55.87
Noeud 79	503	0.32	566.05	63.05
Noeud 80	505	0.36	560.25	55.25
Noeud 81	541	1.67	571.49	30.49
Noeud 82	511	0.22	560.23	49.23
Noeud 83	505	0.45	560.25	55.25
Réservoir 49	579	Sans Valeur	581.00	2.00

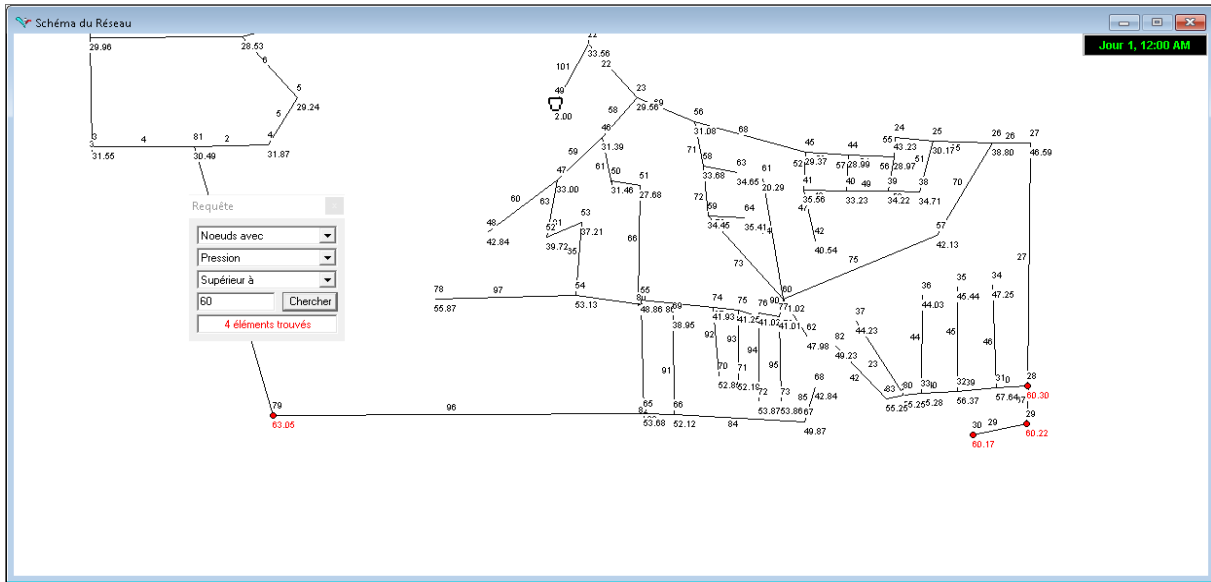


Figure III.14: Les nœuds ayant une pression $P > 60$ m

Généralement, les pressions sont acceptables et comprises entre 10 et 60 m (95% des nœuds soit 78 nœuds), sauf pour 4 nœuds (5% des nœuds) où la pression est élevée dépassant légèrement la limite supérieure de 60m. Cette surpression peut être réglée par l'ajout des deux réducteurs de la pression.

Tableau III.18: Etat des arcs du réseau actuel à l'heure de pointe (2023)

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 3	135	80	2.14	0.43
Tuyau 5	49	80	-3.49	0.69
Tuyau 6	112	80	-4.36	0.87
Tuyau 7	175	80	3.83	0.76
Tuyau 8	245	80	-3.87	0.77
Tuyau 9	139	80	-2.38	0.47
Tuyau 10	270	150	-0.14	0.01
Tuyau 11	83	125	-3.65	0.30
Tuyau 12	43	125	-2.18	0.18
Tuyau 13	120	125	-2.93	0.24
Tuyau 14	146	125	10.19	0.83
Tuyau 15	122	80	-2.63	0.52
Tuyau 16	78	125	-4.49	0.37
Tuyau 17	152	125	-8.74	0.71
Tuyau 18	115	150	-25.18	1.42
Tuyau 19	275	150	19.79	1.12
Tuyau 20	93	125	14.77	1.20
Tuyau 31	167	150	13.71	0.78
Tuyau 32	399	125	5.40	0.44
Tuyau 33	40	80	3.37	0.67
Tuyau 34	45	80	2.04	0.40
Tuyau 35	315	125	-0.96	0.08
Tuyau 36	69	80	-2.73	0.54

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 37	364	125	0.56	0.05
Tuyau 38	44	80	-5.49	1.09
Tuyau 21	75	150	-47.12	2.67
Tuyau 22	125	150	-43.96	2.49
Tuyau 24	23	150	10.66	0.60
Tuyau 25	69	150	15.57	0.88
Tuyau 26	37	125	9.83	0.80
Tuyau 27	323	125	8.17	0.67
Tuyau 29	64	50	-0.30	0.15
Tuyau 30	34	80	5.74	1.14
Tuyau 39	24	80	4.27	0.85
Tuyau 40	23	80	2.49	0.50
Tuyau 44	111	50	-0.51	0.26
Tuyau 45	121	50	-1.00	0.51
Tuyau 46	130	50	-0.60	0.31
Tuyau 47	47	50	-0.22	0.11
Tuyau 48	29	80	4.34	0.86
Tuyau 49	21	80	9.19	1.83
Tuyau 50	23	80	6.18	1.23
Tuyau 51	80	80	5.70	1.13
Tuyau 52	51	80	-5.15	1.03
Tuyau 53	31	125	14.64	1.19
Tuyau 54	46	80	8.79	1.75

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 55	26	80	-10.89	2.17
Tuyau 56	62	80	-2.51	0.50
Tuyau 57	46	80	5.29	1.05
Tuyau 58	35	150	14.81	0.84
Tuyau 59	60	125	10.55	0.86
Tuyau 60	95	50	0.44	0.22
Tuyau 61	50	50	3.41	1.74
Tuyau 62	67	50	2.87	1.46
Tuyau 63	70	80	9.07	1.80
Tuyau 65	124	80	7.55	1.50
Tuyau 66	86	50	2.16	1.10
Tuyau 67	20	50	-0.69	0.35
Tuyau 68	267	125	-21.41	1.74
Tuyau 69	90	150	-27.81	1.57
Tuyau 70	128	80	4.66	0.93
Tuyau 71	31	80	4.61	0.92
Tuyau 72	44	50	3.78	1.93
Tuyau 73	150	50	3.03	1.55
Tuyau 74	163	50	0.75	0.38
Tuyau 75	161	80	3.32	0.66
Tuyau 76	61	50	0.28	0.14
Tuyau 77	52	50	0.24	0.12
Tuyau 78	59	50	0.27	0.14

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 80	68	80	5.62	1.12
Tuyau 81	36	80	8.58	1.71
Tuyau 82	99	50	3.27	1.67
Tuyau 83	30	50	2.75	1.40
Tuyau 84	133	50	1.11	0.57
Tuyau 85	53	50	0.25	0.13
Tuyau 86	62	50	3.05	1.55
Tuyau 87	24	50	1.99	1.01
Tuyau 88	25	50	1.12	0.57
Tuyau 89	16	50	0.12	0.06
Tuyau 90	16	125	-3.13	0.26
Tuyau 91	96	50	-0.44	0.22
Tuyau 92	72	50	-0.33	0.17
Tuyau 93	69	50	0.32	0.16
Tuyau 94	62	50	0.52	0.26
Tuyau 95	92	50	0.43	0.22
Tuyau 96	369	50	-1.78	0.91
Tuyau 97	113	50	0.52	0.26
Tuyau 101	90	300	92.41	1.31
Tuyau 23	47	50	-0.22	0.11
Tuyau 28	25	80	1.25	0.25
Tuyau 41	175	50	2.10	1.07
Tuyau 42	47	50	-0.22	0.11

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 84	133	50	1.11	0.57
Tuyau 85	53	50	0.25	0.13
Tuyau 86	62	50	3.05	1.55
Tuyau 87	24	50	1.99	1.01
Tuyau 88	25	50	1.12	0.57
Tuyau 89	16	50	0.12	0.06
Tuyau 90	16	125	-3.13	0.26
Tuyau 91	96	50	-0.44	0.22
Tuyau 92	72	50	-0.33	0.17
Tuyau 93	69	50	0.32	0.16
Tuyau 94	62	50	0.52	0.26
Tuyau 95	92	50	0.43	0.22
Tuyau 96	369	50	-1.78	0.91
Tuyau 97	113	50	0.52	0.26
Tuyau 101	90	300	92.41	1.31
Tuyau 23	47	50	-0.22	0.11
Tuyau 28	25	80	1.25	0.25
Tuyau 41	175	50	2.10	1.07
Tuyau 42	47	50	-0.22	0.11
Tuyau 43	07	80	-0.67	0.13
Tuyau 1	325	125	1.24	0.10
Tuyau 2	77	80	2.78	0.55
Tuyau 4	80	80	-0.99	0.20

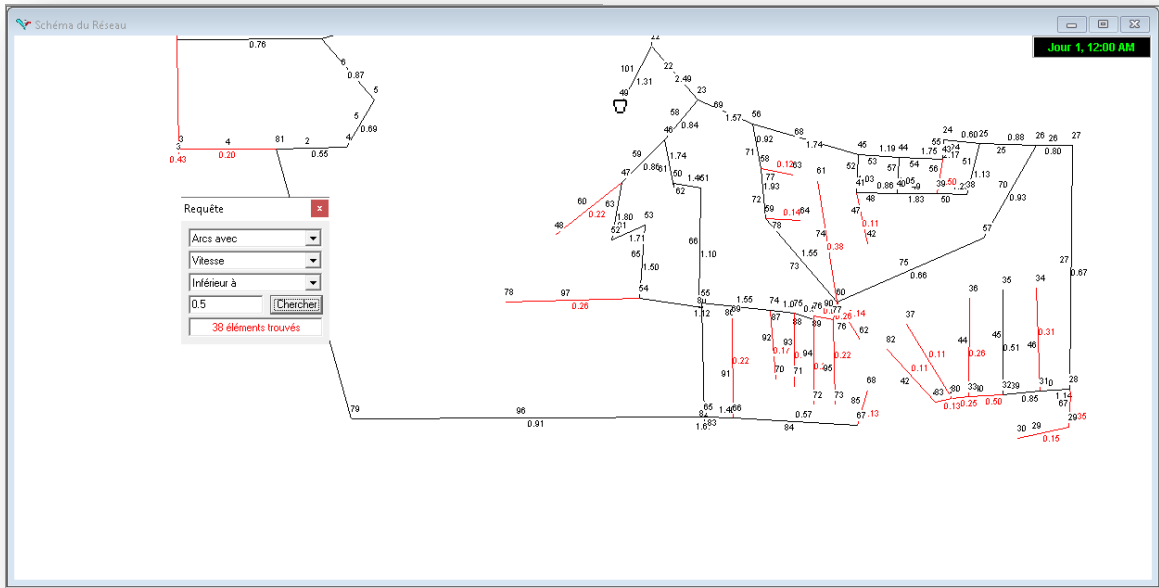


Figure III.15: Les arcs ayant $V \text{ (m/s)} < 0.5 \text{ m/s}$

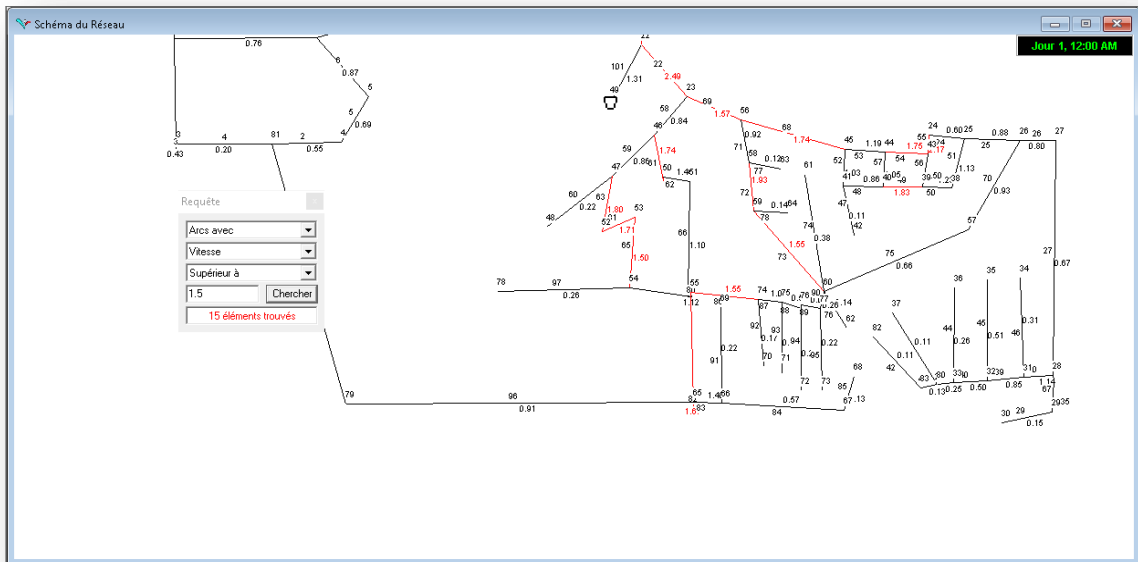


Figure III.16: Les arcs ayant $V \text{ (m/s)} > 1.5 \text{ m/s}$

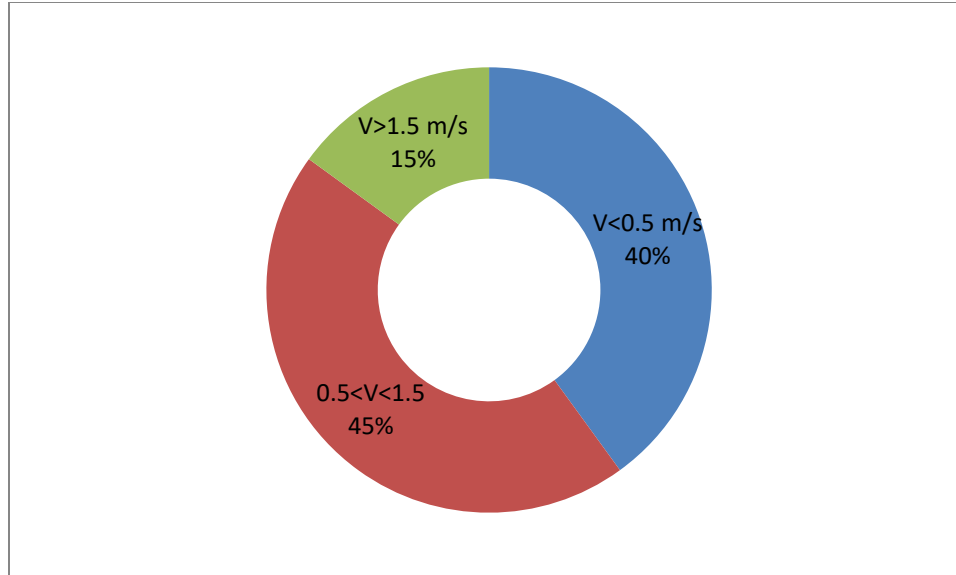


Figure III.17: Etat de vitesse des arcs dans les conduites

Après analyse des résultats de la simulation (figure III.17), il s'est avéré que 40% des canalisations, soit 38 tronçons de conduites risquent d'avoir des problèmes de dépôts solides et des colmatages suite aux faibles vitesses d'écoulement (vitesse < 0.5 m/s). 45% des canalisations, soit 43 ont une vitesse comprise entre 0.5 et 1.5 m/s (acceptables). 15% des conduites, soient 15 tronçons ont une vitesse qui dépasse 1.5 m/s (vitesse $> 1,5$ m/s), risquent d'avoir des problèmes d'endommagement et fuites.

Pour remédier à ce problème de vitesse, nous proposons aux gestionnaires de l'eau de changer les diamètres pour rendre les vitesses acceptables. L'état des nœuds et des arcs obtenu après simulation est résumé dans le tableau (III.20) et (III.21), et est montré dans les figures (III.18), (III.19), (III.20) et (III.21).

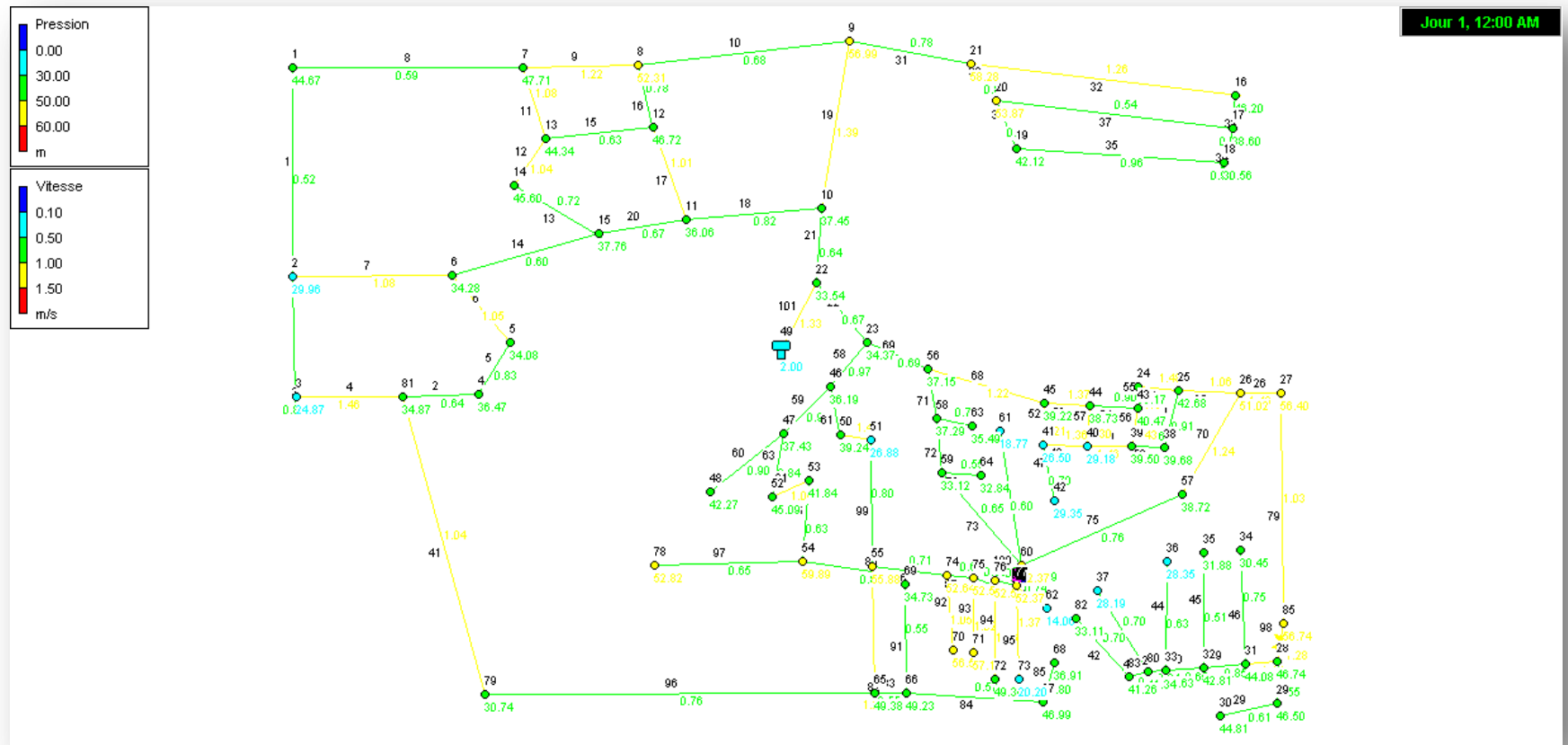


Figure III.18: Simulation finale de réseau actuel à l'horizon 2023 (cas de pointe)

Tableau III.19: Charge et pression aux nœuds dans le réseau

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 1	529	2.63	573.67	44.67
Noeud 2	542	2.93	571.96	29.96
Noeud 3	540	1.15	564.87	24.87
Noeud 4	540	0.71	576.47	36.47
Noeud 5	543	0.87	577.08	34.08
Noeud 6	545	2.00	579.28	34.28
Noeud 7	527	2.16	574.71	47.71
Noeud 8	526	2.25	578.31	52.31
Noeud 9	519	5.94	575.99	56.99
Noeud 10	543	2.15	580.45	37.45
Noeud 11	544	1.66	580.06	36.06
Noeud 12	532	1.63	578.72	46.72
Noeud 13	533	1.15	577.34	44.34
Noeud 14	533	0.75	578.60	45.60
Noeud 15	542	1.66	579.76	37.76
Noeud 16	519	2.03	565.20	46.20
Noeud 17	526	1.89	564.60	38.60
Noeud 18	533	3.00	563.56	30.56
Noeud 19	532	1.77	574.12	42.12
Noeud 20	521	2.20	574.87	53.87
Noeud 21	517	2.82	575.28	58.28
Noeud 22	547	1.33	580.54	33.54
Noeud 23	546	1.34	580.37	34.37

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 21	517	2.82	575.28	58.28
Noeud 22	547	1.33	580.54	33.54
Noeud 23	546	1.34	580.37	34.37
Noeud 24	537	0.23	576.17	39.17
Noeud 25	533	0.79	575.68	42.68
Noeud 26	524	1.08	575.02	51.02
Noeud 27	516	1.66	572.40	56.40
Noeud 28	501	1.74	547.74	46.74
Noeud 29	501	0.39	547.50	46.50
Noeud 30	501	0.30	545.81	44.81
Noeud 31	503	0.87	547.08	44.08
Noeud 32	504	0.78	546.81	42.81
Noeud 33	505	0.73	546.63	41.63
Noeud 34	513	0.60	543.45	30.45
Noeud 35	514	1.00	545.88	31.88
Noeud 36	516	0.51	544.35	28.35
Noeud 37	516	0.22	544.19	28.19
Noeud 38	530	0.48	569.68	39.68
Noeud 39	531	0.50	570.50	39.50
Noeud 40	533	0.44	562.18	29.18
Noeud 41	531	0.59	557.50	26.50
Noeud 42	526	0.22	555.35	29.35
Noeud 43	536	0.41	576.47	40.47

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 43	536	0.41	576.47	40.47
Noeud 44	538	0.57	576.73	38.73
Noeud 45	538	1.61	577.22	39.22
Noeud 46	544	0.85	580.19	36.19
Noeud 47	542	1.04	579.43	37.43
Noeud 48	532	0.44	574.27	42.27
Noeud 50	540	0.54	579.24	39.24
Noeud 51	540	0.71	566.88	26.88
Noeud 52	532	0.49	577.09	45.09
Noeud 53	533	1.03	574.84	41.84
Noeud 54	513	1.41	572.89	59.89
Noeud 55	516	1.46	571.88	55.88
Noeud 56	543	1.79	580.15	37.15
Noeud 57	519	1.34	557.72	38.72
Noeud 58	540	0.59	577.29	37.29
Noeud 59	535	0.48	568.12	33.12
Noeud 60	519	2.19	571.37	52.37
Noeud 61	539	0.75	557.77	18.77
Noeud 62	512	0.28	526.06	14.06
Noeud 63	539	0.24	574.49	35.49
Noeud 64	534	0.27	566.84	32.84
Noeud 65	504	2.30	553.38	49.38
Noeud 66	504	1.20	553.23	49.23

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 43	536	0.41	576.47	40.47
Noeud 44	538	0.57	576.73	38.73
Noeud 45	538	1.61	577.22	39.22
Noeud 46	544	0.85	580.19	36.19
Noeud 47	542	1.04	579.43	37.43
Noeud 48	532	0.44	574.27	42.27
Noeud 50	540	0.54	579.24	39.24
Noeud 51	540	0.71	566.88	26.88
Noeud 52	532	0.49	577.09	45.09
Noeud 53	533	1.03	574.84	41.84
Noeud 54	513	1.41	572.89	59.89
Noeud 55	516	1.46	571.88	55.88
Noeud 56	543	1.79	580.15	37.15
Noeud 57	519	1.34	557.72	38.72
Noeud 58	540	0.59	577.29	37.29
Noeud 59	535	0.48	568.12	33.12
Noeud 60	519	2.19	571.37	52.37
Noeud 61	539	0.75	557.77	18.77
Noeud 62	512	0.28	526.06	14.06
Noeud 63	539	0.24	574.49	35.49
Noeud 64	534	0.27	566.84	32.84
Noeud 65	504	2.30	553.38	49.38
Noeud 66	504	1.20	553.23	49.23

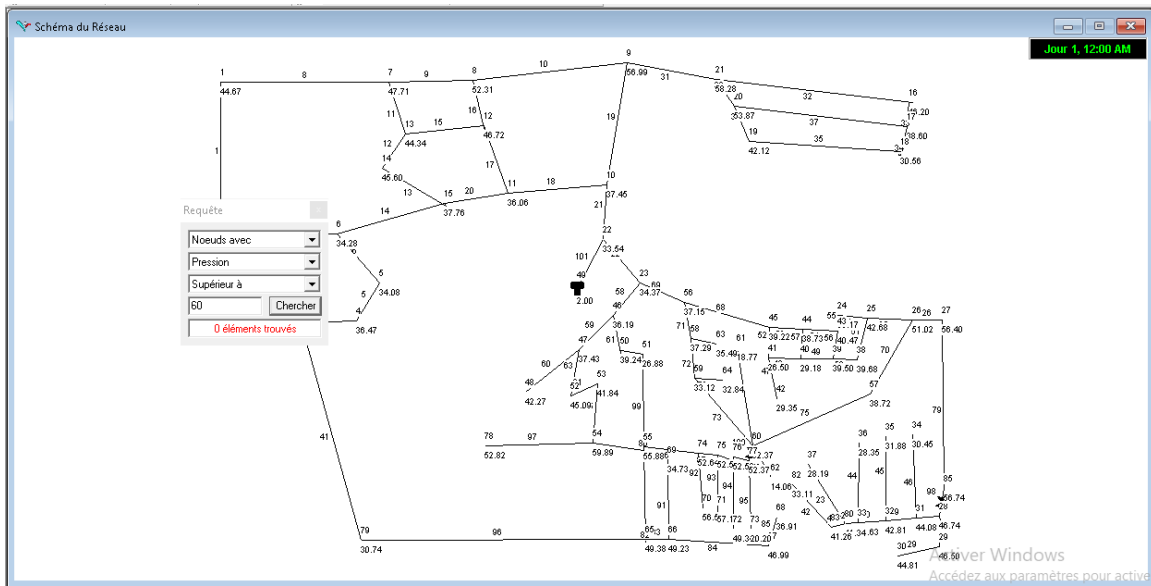


Figure III.19: : Les nœuds ayant $P > 6$ bar

Avec les diamètres proposés au gestionnaire de l'eau (tableau III.21), les pressions au sol sont toutes inférieures à la limite supérieure 60m à l'horizon 2023.

Tableau III.20: Vitesses, diamètres, débits, longueur dans le réseau

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 3	135	25	0.43	0.88
Tuyau 5	49	70	-3.18	0.83
Tuyau 6	112	70	-4.05	1.05
Tuyau 7	175	40	1.35	1.08
Tuyau 8	245	100	-4.64	0.59
Tuyau 9	139	70	-4.68	1.22
Tuyau 10	270	70	2.61	0.68
Tuyau 11	83	50	-2.12	1.08
Tuyau 12	43	50	-2.04	1.04
Tuyau 13	120	70	-2.79	0.72
Tuyau 14	146	125	7.40	0.60
Tuyau 15	122	50	-1.23	0.63
Tuyau 16	78	125	-9.54	0.78
Tuyau 17	152	125	-12.40	1.01
Tuyau 18	115	200	-25.91	0.82
Tuyau 19	275	125	17.04	1.39
Tuyau 20	93	150	11.85	0.67
Tuyau 31	167	150	13.71	0.78
Tuyau 32	399	75	5.55	1.26
Tuyau 33	40	70	3.52	0.91
Tuyau 34	45	50	1.80	0.91
Tuyau 35	315	40	-1.20	0.96
Tuyau 36	69	70	-2.97	0.77

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 36	69	70	-2.97	0.77
Tuyau 37	364	20	0.17	0.54
Tuyau 38	44	90	-5.34	0.84
Tuyau 21	75	300	-45.10	0.64
Tuyau 22	125	300	-47.64	0.67
Tuyau 24	23	110	14.04	1.48
Tuyau 25	69	125	12.96	1.06
Tuyau 26	37	100	11.49	1.46
Tuyau 29	64	25	-0.30	0.61
Tuyau 30	34	80	5.74	1.14
Tuyau 39	24	80	4.27	0.85
Tuyau 40	23	70	2.49	0.65
Tuyau 44	111	32	-0.51	0.63
Tuyau 45	121	50	-1.00	0.51
Tuyau 46	130	32	-0.60	0.75
Tuyau 47	47	20	-0.22	0.70
Tuyau 48	29	20	-0.43	1.36
Tuyau 49	21	20	-0.46	1.46
Tuyau 50	23	20	0.19	0.62
Tuyau 51	80	20	-0.29	0.91
Tuyau 52	51	20	-0.38	1.21
Tuyau 53	31	125	16.81	1.37
Tuyau 54	46	150	15.83	0.90

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 54	46	150	15.83	0.90
Tuyau 55	26	125	-14.27	1.16
Tuyau 56	62	32	1.15	1.43
Tuyau 57	46	20	0.41	1.30
Tuyau 58	35	180	24.65	0.97
Tuyau 59	60	180	22.80	0.90
Tuyau 60	95	25	0.44	0.90
Tuyau 61	40	40	1.00	0.80
Tuyau 62	67	20	0.46	1.46
Tuyau 63	70	180	21.32	0.84
Tuyau 65	124	200	19.80	0.63
Tuyau 67	20	40	-0.69	0.55
Tuyau 68	267	140	-18.80	1.22
Tuyau 69	90	200	-21.65	0.69
Tuyau 70	128	20	0.39	1.24
Tuyau 71	31	40	1.06	0.84
Tuyau 72	44	20	0.23	0.72
Tuyau 73	150	32	-0.52	0.65
Tuyau 74	163	40	0.75	0.60
Tuyau 75	161	40	-0.95	0.76
Tuyau 76	61	20	0.28	0.89
Tuyau 77	52	20	0.24	0.76
Tuyau 78	59	25	0.27	0.55

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 78	59	25	0.27	0.55
Tuyau 80	68	160	17.87	0.89
Tuyau 81	36	160	20.83	1.04
Tuyau 82	99	75	5.29	1.20
Tuyau 83	30	80	2.75	0.55
Tuyau 84	133	50	1.11	0.57
Tuyau 85	53	20	0.25	0.80
Tuyau 86	62	140	10.87	0.71
Tuyau 87	24	140	9.81	0.64
Tuyau 88	25	140	8.94	0.58
Tuyau 89	16	140	7.94	0.52
Tuyau 91	96	32	-0.44	0.55
Tuyau 92	72	20	-0.33	1.05
Tuyau 93	69	20	0.32	1.02
Tuyau 94	62	25	0.52	1.06
Tuyau 95	92	20	0.43	1.37
Tuyau 96	369	20	0.24	0.76
Tuyau 97	113	32	0.52	0.65
Tuyau 101	90	300	94.07	1.33
Tuyau 23	47	20	-0.22	0.70
Tuyau 28	25	50	1.25	0.64
Tuyau 41	175	10	0.08	1.04
Tuyau 42	47	20	-0.22	0.70

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 85	53	20	0.25	0.80
Tuyau 86	62	140	10.87	0.71
Tuyau 87	24	140	9.81	0.64
Tuyau 88	25	140	8.94	0.58
Tuyau 89	16	140	7.94	0.52
Tuyau 91	96	32	-0.44	0.55
Tuyau 92	72	20	-0.33	1.05
Tuyau 93	69	20	0.32	1.02
Tuyau 94	62	25	0.52	1.06
Tuyau 95	92	20	0.43	1.37
Tuyau 96	369	20	0.24	0.76
Tuyau 97	113	32	0.52	0.65
Tuyau 101	90	300	94.07	1.33
Tuyau 23	47	20	-0.22	0.70
Tuyau 28	25	50	1.25	0.64
Tuyau 41	175	10	0.08	1.04
Tuyau 42	47	20	-0.22	0.70
Tuyau 43	07	40	-0.67	0.53
Tuyau 1	325	70	2.01	0.52
Tuyau 2	77	70	2.47	0.64
Tuyau 4	80	25	0.72	1.46
Tuyau 79	323	110	9.83	1.03
Tuyau 99	86	20	-0.25	0.80

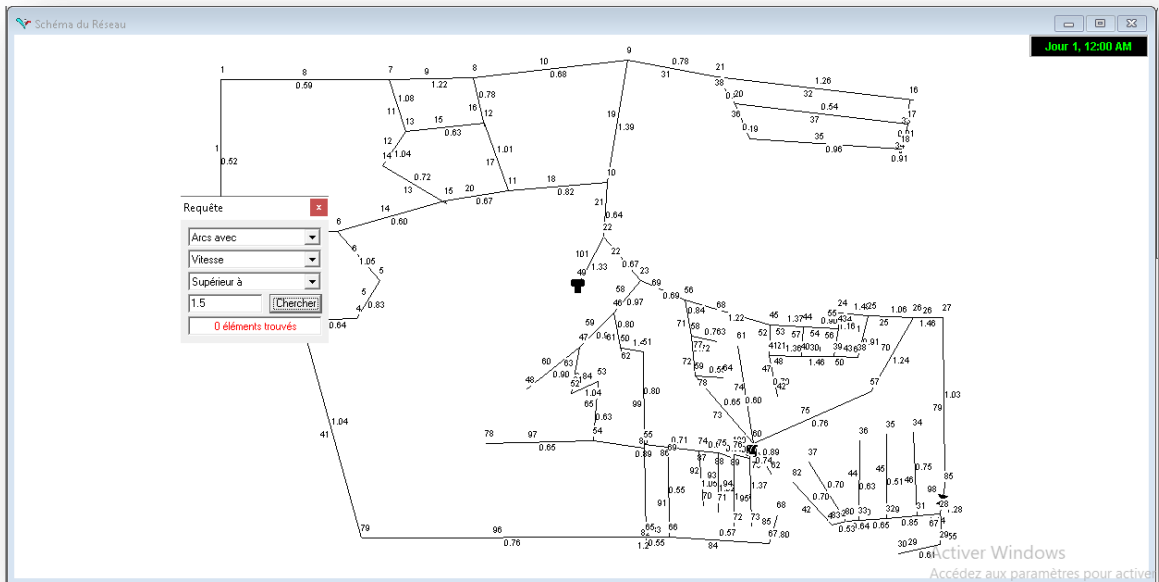


Figure III.20 : Les arcs ayant $V(m/s) > 1.5$ m/s

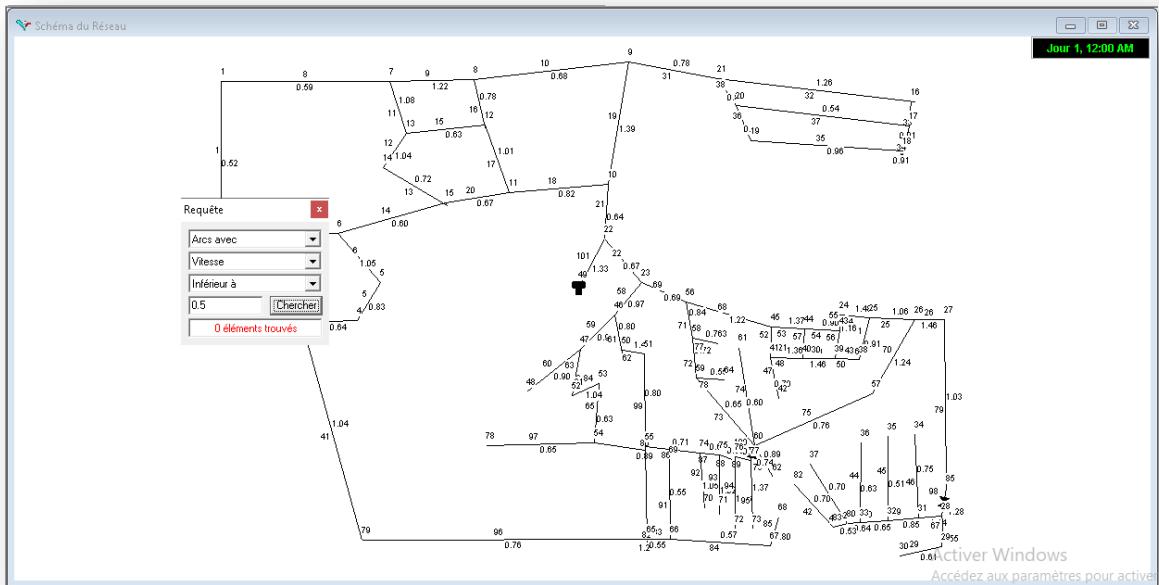


Figure III.21 : Les arcs ayant $V(m/s) < 0.5$ m/s

Avec les diamètres proposés au gestionnaire de l'eau (tableau III.21), les vitesses sont toutes dans la fourchette souhaitée 0.5 à 1.5m/s à l'horizon 2023.

III.3.2. Cas de pointe à l'horizon 2053

III.3.1.1. Résultats de la simulation

Les résultats de simulation initiale à l'heure de pointe et à l'horizon actuel 2053 sont montrés dans la figure (III.22), (III.23), (III.24) et (III.25), et les tableaux (III.22) et (III.23). Le calcul des débits est montré dans le chapitre IV : réhabilitation du réseau de distribution.

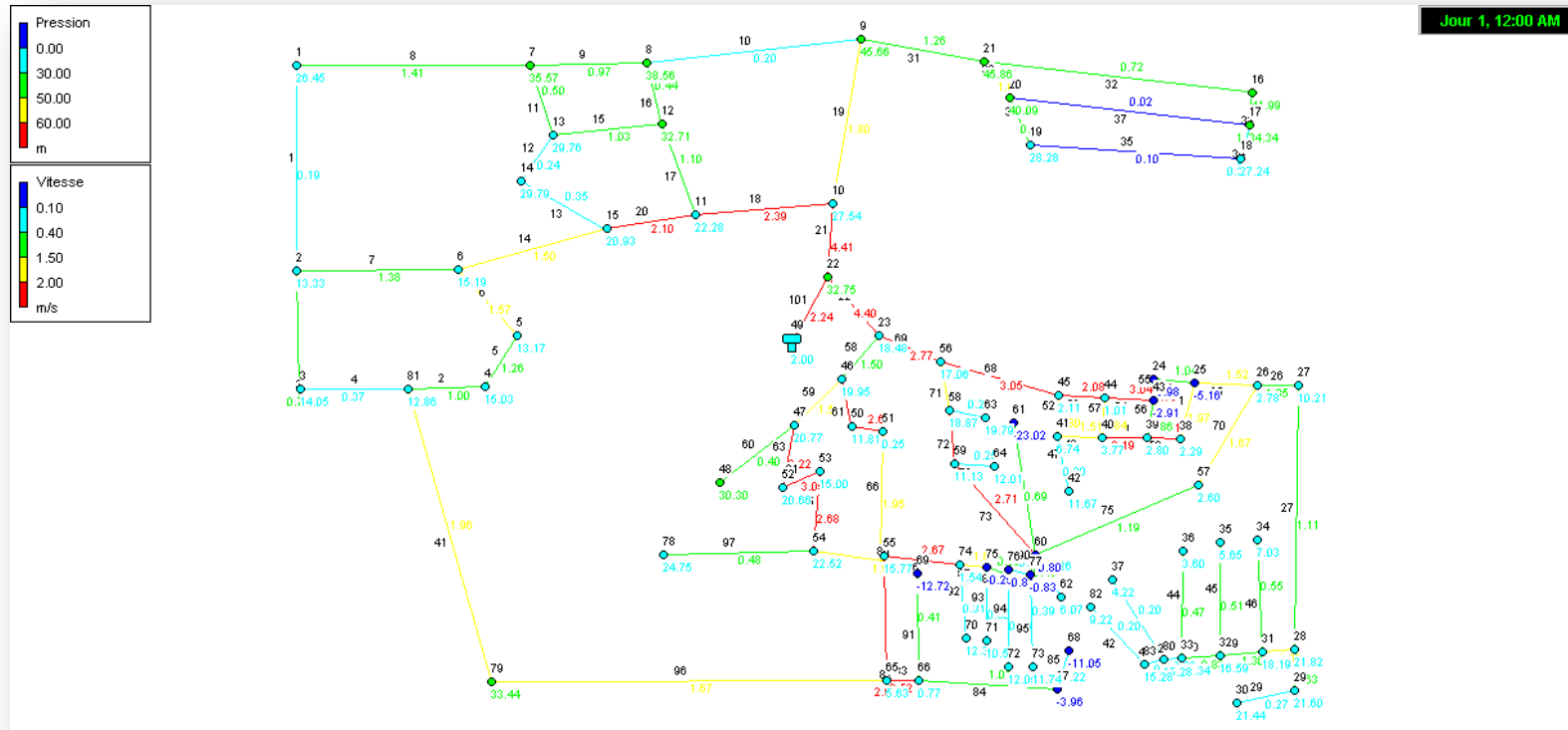


Figure III.22: Etat du réseau actuel après la simulation (Cas de pointe à l'horizon 2053)

Tableau III.21:Etat des nœuds du réseau de la zone à l'horizon 2053

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 1	529	4.76	555.45	26.45
Noeud 2	542	5.30	555.33	13.33
Noeud 3	540	2.07	554.05	14.05
Noeud 4	540	1.28	555.03	15.03
Noeud 5	543	1.58	556.17	13.17
Noeud 6	545	3.61	560.19	15.19
Noeud 7	527	3.90	562.57	35.57
Noeud 8	526	4.06	564.56	38.56
Noeud 9	519	5.94	564.66	45.66
Noeud 10	543	3.88	570.54	27.54
Noeud 11	544	3	566.28	22.28
Noeud 12	532	2.94	564.71	32.71
Noeud 13	533	2.07	562.76	29.76
Noeud 14	533	1.36	562.79	29.79
Noeud 15	542	3	562.93	20.93
Noeud 16	519	3.66	560.99	41.99
Noeud 17	526	3.41	560.34	34.34
Noeud 18	533	3	560.24	27.24
Noeud 19	532	3.20	560.28	28.28
Noeud 20	521	3.98	561.09	40.09
Noeud 21	517	5.09	562.86	45.86
Noeud 22	547	2.42	579.75	32.75
Noeud 23	546	2.42	564.48	18.48

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 23	546	2.42	564.48	18.48
Noeud 24	537	0.41	528.02	-8.98
Noeud 25	533	1.44	527.84	-5.16
Noeud 26	524	1.95	526.78	2.78
Noeud 27	516	3	526.21	10.21
Noeud 28	501	3.15	522.82	21.82
Noeud 29	501	0.7	522.60	21.60
Noeud 30	501	0.53	522.44	21.44
Noeud 31	503	1.57	521.19	18.19
Noeud 32	504	1.40	520.59	16.59
Noeud 33	505	1.33	520.34	15.34
Noeud 34	513	1.08	520.03	7.03
Noeud 35	514	1	519.65	5.65
Noeud 36	516	0.93	519.60	3.60
Noeud 37	516	0.39	520.22	4.22
Noeud 38	530	0.86	532.29	2.29
Noeud 39	531	0.91	533.80	2.80
Noeud 40	533	0.80	536.77	3.77
Noeud 41	531	1.06	537.74	6.74
Noeud 42	526	0.39	537.67	11.67
Noeud 43	536	0.73	533.09	-2.91
Noeud 44	538	1.03	539.01	1.01
Noeud 45	538	2.91	540.11	2.11

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 45	538	2.91	540.11	2.11
Noeud 46	544	1.54	563.95	19.95
Noeud 47	542	1.88	562.77	20.77
Noeud 48	532	0.79	562.30	30.30
Noeud 50	540	0.98	551.81	11.81
Noeud 51	540	1.28	540.25	0.25
Noeud 52	532	0.88	552.66	20.66
Noeud 53	533	1.86	548.00	15.00
Noeud 54	513	2.63	535.52	22.52
Noeud 55	516	2.63	531.77	15.77
Noeud 56	543	3.24	560.06	17.06
Noeud 57	519	2.41	521.60	2.60
Noeud 58	540	1.06	558.87	18.87
Noeud 59	535	0.86	546.13	11.13
Noeud 60	519	3.96	518.20	-0.80
Noeud 61	539	1.36	515.98	-23.02
Noeud 62	512	0.51	518.07	6.07
Noeud 63	539	0.43	558.79	19.79
Noeud 64	534	0.49	546.01	12.01
Noeud 65	504	4.16	509.63	5.63
Noeud 66	504	2.16	504.77	0.77
Noeud 67	505	1.55	501.04	-3.96
Noeud 68	512	0.44	500.95	-11.05

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Charge m	Pression m
Noeud 62	512	0.51	518.07	6.07
Noeud 63	539	0.43	558.79	19.79
Noeud 64	534	0.49	546.01	12.01
Noeud 65	504	4.16	509.63	5.63
Noeud 66	504	2.16	504.77	0.77
Noeud 67	505	1.55	501.04	-3.96
Noeud 68	512	0.44	500.95	-11.05
Noeud 69	517	0.80	504.28	-12.72
Noeud 70	508	0.60	520.33	12.33
Noeud 71	508	0.58	518.55	10.55
Noeud 72	506	0.52	518.05	12.05
Noeud 73	506	0.77	517.74	11.74
Noeud 74	519	1.32	520.54	1.54
Noeud 75	519	0.98	518.75	-0.25
Noeud 76	519	0.86	518.19	-0.81
Noeud 77	519	5.09	518.17	-0.83
Noeud 78	510	0.94	534.75	24.75
Noeud 79	503	0.58	536.44	33.44
Noeud 80	505	0.66	520.28	15.28
Noeud 81	541	3.05	553.86	12.86
Noeud 82	511	0.39	520.22	9.22
Noeud 83	505	0.45	520.28	15.28
Réservoir 49	579	Sans Valeur	581.00	2.00

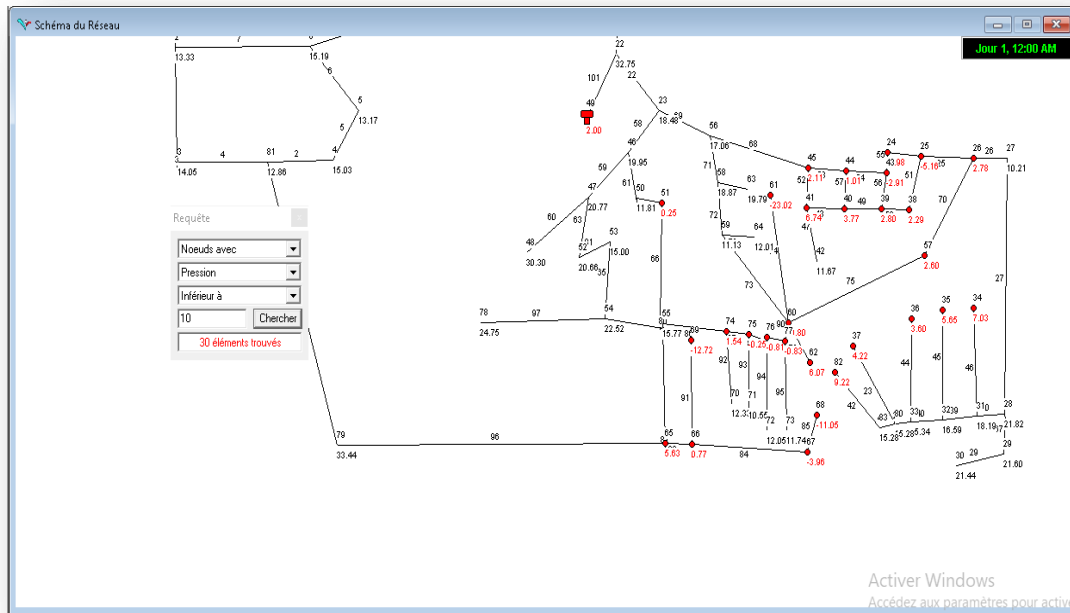


Figure III.23: Les nœuds ayant $P < 10$ m

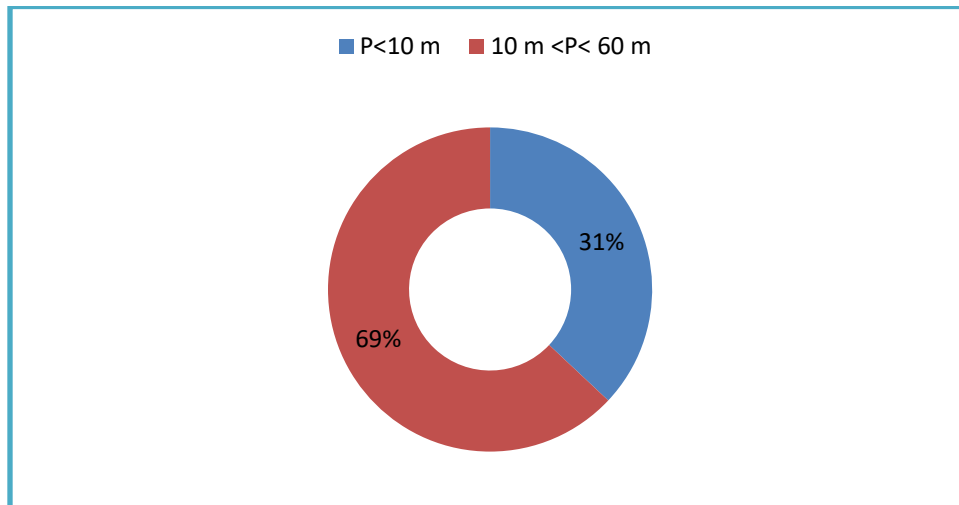


Figure III.24: Répartition des pressions dans le réseau

Les figures (III.23) et (III.24) montrent que la pression au sol sera inférieure à la limite inférieure 10m dans 31% des nœuds (soit 30 nœuds) du réseau d'alimentation en eau potable de la localité de cité ZERROUKI à l'horizon 2053, ce qui est à l'origine de la desserte limitée ou non des abonnés. A cela s'ajoute des problèmes d'hygiène et de santé résultant du mode de fonctionnement et du stockage au niveau des ménages. Quant au 69% restants (soit 38 nœuds), les pressions sont comprises entre 10 et 60 m d'eau (dans les normes de distribution).

Tableau III.22: Etat des arcs du réseau de la zone à l’horizon 2053

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 3	135	40	0.1	1.40	1.11
Tuyau 5	49	90	0.1	-5.17	0.81
Tuyau 6	112	90	0.1	-6.75	1.06
Tuyau 7	175	140	0.1	7.72	0.50
Tuyau 8	245	75	0.1	-3.74	0.85
Tuyau 9	139	110	0.1	-5.27	0.55
Tuyau 10	270	75	0.1	-2.59	0.59
Tuyau 11	83	75	0.1	-2.37	0.54
Tuyau 12	43	32	0.1	1.16	1.44
Tuyau 13	120	20	0.1	-0.20	0.64
Tuyau 14	146	160	0.1	18.08	0.90
Tuyau 15	122	110	0.1	-5.60	0.59
Tuyau 16	78	110	0.1	-6.74	0.71
Tuyau 17	152	160	0.1	-15.28	0.76
Tuyau 18	115	200	0.1	-39.56	1.26
Tuyau 19	275	280	0.1	30.87	0.50
Tuyau 20	93	160	0.1	21.27	1.06
Tuyau 31	167	180	0.1	22.34	0.88
Tuyau 32	399	110	0.1	5.91	0.62
Tuyau 33	40	50	0.1	2.25	1.15
Tuyau 34	45	40	0.1	1.60	1.27
Tuyau 35	315	50	0.1	-1.40	0.71
Tuyau 36	69	90	0.1	-4.60	0.72

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 36	69	90	0.1	-4.60	0.72
Tuyau 37	364	75	0.1	2.76	0.62
Tuyau 38	44	110	0.1	-11.34	1.19
Tuyau 21	75	200	0.1	-74.30	2.37
Tuyau 22	125	225	0.1	-81.47	2.05
Tuyau 24	23	180	0.1	16.44	0.65
Tuyau 25	69	160	0.1	18.77	0.93
Tuyau 26	37	125	0.1	16.58	1.35
Tuyau 27	323	90	0.1	13.58	2.13
Tuyau 29	64	32	0.1	-0.53	0.66
Tuyau 30	34	90	0.1	9.20	1.45
Tuyau 39	24	75	0.1	6.55	1.48
Tuyau 40	23	75	0.1	4.15	0.94
Tuyau 44	111	40	0.1	-0.93	0.74
Tuyau 45	121	50	0.1	-1.00	0.51
Tuyau 46	130	50	0.1	-1.08	0.55
Tuyau 47	47	20	0.1	-0.39	1.24
Tuyau 48	29	140	0.1	20.38	1.32
Tuyau 49	21	180	0.1	21.83	0.86
Tuyau 50	23	90	0.1	4.63	0.73
Tuyau 51	80	90	0.1	3.77	0.59
Tuyau 52	51	160	0.1	-21.83	1.09
Tuyau 53	31	75	0.1	4.57	1.03

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 53	31	75	0.1	4.57	1.03
Tuyau 54	46	50	0.1	1.28	0.65
Tuyau 55	26	140	0.1	-16.85	1.09
Tuyau 56	62	160	0.1	-16.29	0.81
Tuyau 57	46	75	0.1	2.25	0.51
Tuyau 58	35	200	0.1	35.27	1.12
Tuyau 59	60	160	0.1	16.28	0.81
Tuyau 60	95	40	0.1	0.79	0.63
Tuyau 61	50	160	0.1	17.45	0.87
Tuyau 62	67	160	0.1	16.47	0.82
Tuyau 63	70	140	0.1	13.61	0.88
Tuyau 65	124	90	0.1	10.87	1.71
Tuyau 66	86	90	0.1	15.19	2.39
Tuyau 67	20	50	0.1	-1.23	0.63
Tuyau 68	267	180	0.1	-29.31	1.15
Tuyau 69	90	200	0.1	-43.77	1.39
Tuyau 70	128	20	0.1	0.24	0.75
Tuyau 71	31	110	0.1	11.23	1.18
Tuyau 72	44	90	0.1	9.74	1.53
Tuyau 73	150	90	0.1	8.39	1.32
Tuyau 74	163	50	0.1	1.36	0.69
Tuyau 75	161	50	0.1	-2.17	1.11
Tuyau 76	61	32	0.1	0.51	0.63

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 76	61	32	0.1	0.51	0.63
Tuyau 77	52	32	0.1	0.43	0.53
Tuyau 78	59	32	0.1	0.49	0.61
Tuyau 80	68	90	0.1	7.30	1.15
Tuyau 81	36	140	0.1	12.73	0.83
Tuyau 82	99	75	0.1	9.53	2.16
Tuyau 83	30	90	0.1	4.95	0.78
Tuyau 84	133	50	0.1	1.99	1.01
Tuyau 85	53	20	0.1	0.44	1.40
Tuyau 86	62	75	0.1	10.34	2.34
Tuyau 87	24	110	0.1	8.42	0.89
Tuyau 88	25	110	0.1	6.86	0.72
Tuyau 89	16	90	0.1	5.48	0.86
Tuyau 90	16	16	0.1	-0.38	1.91
Tuyau 91	96	40	0.1	-0.80	0.64
Tuyau 92	72	32	0.1	-0.60	0.75
Tuyau 93	69	32	0.1	0.58	0.72
Tuyau 94	62	20	0.1	0.52	1.66
Tuyau 95	92	32	0.1	0.77	0.96
Tuyau 96	369	32	0.1	0.42	0.52
Tuyau 97	113	32	0.1	0.94	1.17
Tuyau 101	90	315	0.1	175.19	2.25
Tuyau 23	47	25	0.1	-0.39	0.79

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 84	133	50	0.1	1.99	1.01
Tuyau 85	53	20	0.1	0.44	1.40
Tuyau 86	62	75	0.1	10.34	2.34
Tuyau 87	24	110	0.1	8.42	0.89
Tuyau 88	25	110	0.1	6.86	0.72
Tuyau 89	16	90	0.1	5.48	0.86
Tuyau 90	16	16	0.1	-0.38	1.91
Tuyau 91	96	40	0.1	-0.80	0.64
Tuyau 92	72	32	0.1	-0.60	0.75
Tuyau 93	69	32	0.1	0.58	0.72
Tuyau 94	62	20	0.1	0.52	1.66
Tuyau 95	92	32	0.1	0.77	0.96
Tuyau 96	369	32	0.1	0.42	0.52
Tuyau 97	113	32	0.1	0.94	1.17
Tuyau 101	90	315	0.1	175.19	2.25
Tuyau 23	47	25	0.1	-0.39	0.79
Tuyau 28	25	50	0.1	1.89	0.96
Tuyau 41	175	16	0.1	0.16	0.82
Tuyau 42	47	20	0.1	-0.39	1.24
Tuyau 43	07	40	0.1	-0.84	0.67
Tuyau 1	325	50	0.1	-1.02	0.52
Tuyau 2	77	90	0.1	3.89	0.61
Tuyau 4	113	32	0.1	0.67	0.84

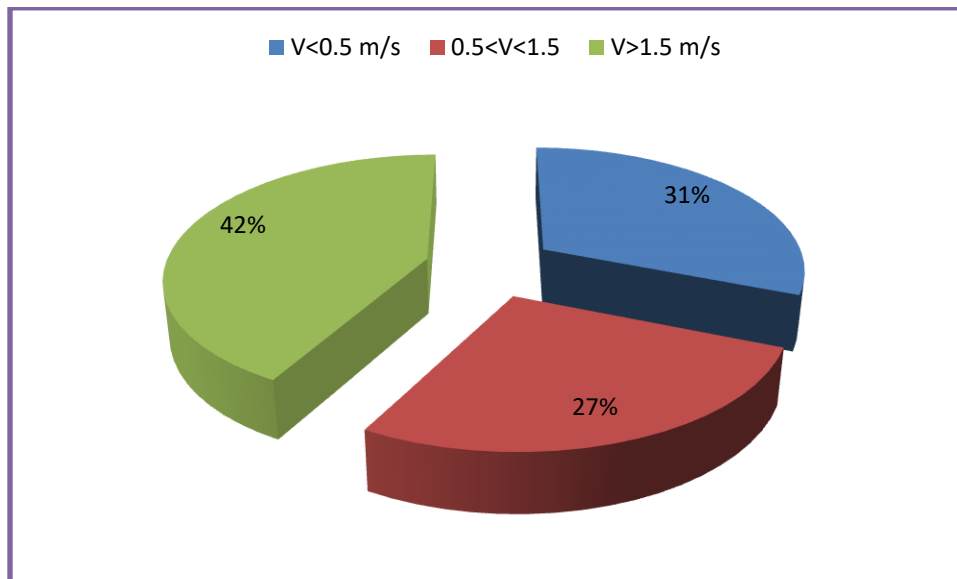


Figure III.25: Etat de vitesse des arcs dans les conduites

Après analyse des résultats de la simulation (figure III.25), il s'est avéré que 31% des canalisations, soit 30 tronçons de conduites risqueront d'avoir des problèmes de dépôts solides et des colmatages suite aux faibles vitesses d'écoulement (vitesse < 0.5 m/s) à l'horizon 2053. 27% des canalisations, soit 26 tronçons ont une vitesse comprise entre 0.5 et 1.5 m/s (acceptables). 42% des conduites, soient 40 tronçons ont une vitesse qui dépasse 1.5 m/s et risquent d'avoir des problèmes d'endommagement et fuites.

D'après les résultats obtenus, on constate qu'à l'horizon 2053, les pressions sont trop faibles et inférieures à la limite inférieure 10m dans 31% des nœuds (soit 30 nœuds), et les vitesses sont en dehors de la plage admissible dans 73% des tronçons (70 tronçons), ce qui nécessite la réhabilitation de ce réseau bien avant 2053.

III.4. Conclusion

Ce chapitre a fait l'objet du diagnostic physique des forages, du réseau de distribution, de la station de reprise SRF8 et de l'Ouvrage de stockage R1500 et du diagnostic fonctionnel du réseau de distribution.

Le diagnostic physique du réseau de distribution nous a permis de constater plusieurs défaillances des éléments qui le composent. Le réseau de distribution d'un linéaire de 9598ml est un réseau mixte constitué des conduites en amiante ciment et acier de différents diamètres. Toutes les canalisations ont plus de 30 ans, c'est un réseau vétuste qui nécessite un diagnostic et une réhabilitation. La station de pompage SRF8 et

tous ses équipements sont généralement en mauvais état. Quant à l'état des forages fournissant un débit 62l/s, de l'adduction et du réservoir R1500, ils sont en bon état.

Le diagnostic fonctionnel du réseau à l'horizon 2023 a permis d'observer que la vitesse est acceptable dans 45% des conduites du réseau et inacceptable dans 55% des tronçons (possibilité de dépôts solides et colmatage des canalisations dans 40%, soit 38 tronçons, et risque de fuites et endommagement des canalisations dans 15%, soit 15 tronçons). Concernant les pressions, elles sont élevées uniquement dans 4 nœuds (5% des nœuds) dépassant légèrement la limite supérieure de 60m. Le changement des diamètres proposé permet d'amener l'eau potable aux différents usagers et à tous les points de l'agglomération en quantité suffisante et avec des vitesses acceptables (entre 0.5m/s et 1.5 m/s) et des pressions suffisantes (<60m).

Le diagnostic fonctionnel du réseau existant à l'horizon 2053 a permis d'observer que les pressions sont trop faibles et inférieures à la limite inférieure 10m dans 31% des nœuds (soit 30 nœuds), et les vitesses sont en dehors de la plage admissible dans 73% des tronçons (70 tronçons), ce qui nécessite la réhabilitation de ce réseau bien avant 2053.

A high-speed photograph of a water splash, showing a central column of water rising and splashing outwards, with several smaller droplets suspended in the air above the main splash. The water is clear and blue, set against a light blue background. The splash is centered on a surface, creating concentric ripples.

**REHABILITATION DU RÉSEAU DE
DISTRIBUTION D'AEP**

CHAPITRE IV : REHABILITATION DU RESAU DE DISTRIBUTION D'AEP

IV.1. Introduction

Ce chapitre a pour objectif la réhabilitation et le dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable de notre région d'étude à l'horizon 2053, dans le but d'amener l'eau à tous les abonnés et à tous les points de l'agglomération en quantité suffisante et avec des vitesses et des pressions acceptables.

IV.2. Classification des réseaux d'AEP

Les réseaux d'eau potable peuvent être classés en fonction de leur taille, de la topographique, de leur taille, de leur mode de distribution et de leur méthode traitement de l'eau. On distingue plusieurs types de réseaux ramifiés, mailles, étagés et réseaux à alimentation distinctes. (Godart 2000)

IV.3. Gestion des réseaux d'AEP

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable est un processus complexe qui implique plusieurs étapes, allant de la production à la distribution de l'eau potable. Voici quelque élément clés à considérer pour une gestion efficace des réseaux d'alimentation en eau potable :

IV.3.1. Production d'eau potable

L'eau potable peut être produite à partir de différentes sources telles que les nappes phréatiques, les rivières, les lacs ou les sources souterraines.

Il est important de s'assurer que la qualité de l'eau produit répond aux normes de sécurité et de qualité en vigueur.

IV.3.2. Traitement de l'eau

L'eau produite doit être traitée pour éliminer les impuretés telles que les bactéries, les virus, les métaux lourds, les produits chimiques, etc. Le traitement peut inclure différentes étapes telles que la filtration, la désinfection, la chloration, l'ozonation, etc.

IV.3.3. Stockage de l'eau

L'eau traitée doit être stockée dans des réservoirs avant d'être conçus et entretenus de manière à préserver la qualité de l'eau.

IV.3.4. Distribution de l'eau

La distribution de l'eau potable peut être effectuée via un réseau de canalisations souterraines ou aériennes. Il est important de s'assurer que les canalisations sont en bon état et un présentent pas de fuites ou de contamination.

IV.3.5. Surveillance de la qualité de l'eau

Il est essentiel de surveiller régulièrement la qualité de l'eau doivent être prélevés à différents points du réseau et analysés en laboratoire.

IV.3.6. Maintenance et réparation du réseau

Les canalisations et les équipements du réseau d'alimentation en eau potable doivent être régulièrement entretenus et réparés si nécessaire pour garantir le bon fonctionnement du réseau.

IV.3.7. Gestion des urgences

En cas d'urgence, telle qu'une contamination de l'eau, il est important de mettre en place des mesures d'urgence pour protéger la santé publique.

Les réseaux d'alimentation en eau potable peuvent être complexe et présenter plusieurs problèmes, tels que :

IV.3.8. Perte d'eau

Les réseaux de distribution d'eau peuvent présenter des fuites, des ruptures de conduites, des raccords mal étanches, etc. Ces pertes peuvent entraîner une baisse de pression, une diminution de la qualité d'eau disponible et une augmentation des couts d'exploitation.

a. Qualité de l'eau

La qualité de l'eau peut être altérée par la présence de contaminants physiques, chimiques ou biologiques. Cela peut être dû à la pollution de la source d'eau à des infrastructures vétustes ou à un traitement inadéquat.

b. Demande de l'eau

La demande en eau peut varier considérablement selon les événements météorologiques, les activités économiques et le comportement des consommateurs. Les réseaux d'alimentation en eau potable doivent être en mesure de répondre à ces variations de demande tout en maintenant une pression d'eau adéquate.

c. Vieillessement des infrastructures

Les réseaux d'alimentation en eau potable sont souvent constitués de conduites et d'infrastructures vieillissantes. Cela peut entraîner des fuites, des ruptures et des couts d'entretien élevés.

d. Gestion financière:

La gestion financière des réseaux d'alimentation en eau potable peut être difficile, notamment dans les zones rurales ou les pays en développement où les tarifs d'eau sont faibles et les coûts d'exploitation élevés.

Pour résoudre ces problèmes, les opérations de réseaux d'alimentation en eau potable peuvent mettre en place des systèmes de surveillance et de maintenance régulière, investir dans de nouvelles infrastructures, améliorer les traitements de l'eau, encourager la réduction de la demande en eau et adopter une gestion financière efficace.

IV.4. Gestion informatisée des réseaux d'AEP

La complexité des réseaux d'eau potable et la difficulté éprouvée par les gestionnaires de prévoir les phénomènes hydrauliques qui s'y déroulent, fait de la gestion informatisée une opération indispensable, rendue possible grâce aux progrès de l'informatique. (Choux 1990)

La gestion informatisée des réseaux d'alimentation en eau est un processus de gestion automatisé utilisant des systèmes d'information géographique (SIG) et des logiciels de gestion de réseaux d'eau pour surveiller, analyser et optimiser le fonctionnement des réseaux d'alimentation en eau. Ces systèmes permettent aux gestionnaires de réseau d'eau de recueillir et de stocker des données en temps réel sur les niveaux de pression, la consommation d'eau, les fuites et les pannes de système. Ces données sont analysées par des algorithmes pour identifier les tendances et les anomalies, ce qui permet aux gestionnaires de prendre des décisions éclairées sur la gestion du réseau.

La gestion informatisée des réseaux d'alimentation en eau peut également aider les gestionnaires à optimiser l'efficacité du réseau en minimisant les pertes d'eau et en identifiant les zones qui consomment le plus d'eau. De plus, ces systèmes peuvent aider à prévoir les besoins futurs en eau utilisant des modèles de simulation pour anticiper les augmentations de la demande en eau et pour planifier les investissements nécessaires à l'amélioration de l'infrastructure de réseau.

IV.5. Cartographie des réseaux

C'est l'ensemble des études et opérations intervenants à partir d'une connaissance approfondie des réseaux (observations, exploitation ...) et l'établissement des cartes, plans et autres modes d'expression, ainsi que leurs utilisations. (Allal M. A. 2012)

La cartographie permet des réseaux d'alimentation en eau potable est un processus important pour assurer en approvisionnement en eau faible et sur pour les populations.

Cette cartographie permet de visualiser la disposition physique des canalisations, des vannes, des réservoirs et des autres équipements de traitement de l'eau.

Elle peut également aider les opérateurs à localiser rapidement les pannes, à planifier la maintenance et les capacités du réseau pour répondre aux besoins futurs.

Pour réaliser une cartographie précise des réseaux d'alimentation en eau potable, il est important de recueillir des données précises sur les infrastructures existantes. Cela peut se faire par des relevés auprès sur le terrain, des enquêtes auprès des utilisateurs, ou encore en utilisant des technologies de télédétection telles que les drones ou les images satellites.

Une fois que les données sont collectées, elles peuvent être traitées et intégrées dans des logiciels de cartographie tels que Géographie Information System (SIG) ou MapInfo. Ces outils permettent de visualiser les données sous forme de cartes et de les analyser pour identifier les zones à risque, les points faibles du réseau et les opportunités d'alimentation.

Enfin, la cartographie des réseaux d'alimentation en eau potable doit être régulièrement mise à jour pour refléter les changements dans le réseau. Cela garantit que les opérateurs disposent toujours des informations les plus récentes pour prendre des décisions éclairées et pour maintenir un approvisionnement en eau sur et faible pour les populations.

IV.6. Les indicateurs des services d'eau potable

Les indicateurs des services d'eau potable sont des mesures qui permettent d'évaluer la performance des fournisseurs d'eau potable. Les indicateurs peuvent être utilisés pour suivre les progrès, améliorer les processus et les politiques, et garantir que les services d'eau potable sont fournis de manière efficace et efficiente. Les activités concernant l'exploitation du réseau sont très variées et impliquent un grand nombre de données et de variables de différentes sources et qualités en fonction de leurs objectifs (diagnostic, interprétation, prédiction, planification de réhabilitation,...) et de leur exécution (court, moyen ou long terme).

Le gestionnaire et le décideur doivent souvent prendre des décisions, argumentées et pertinentes, ce qui nécessite une stratégie d'étude efficace basée, d'une part sur la connaissance du comportement du système de distribution d'eau potable et

d'autre part sur l'utilisation d'indicateurs appropriés sur l'évaluation des performances de fonctionnement du système. (Blindu 2004)

Voici quelques exemples d'indicateurs des services d'eau potable :

IV.6.1. La qualité de l'eau

Cet indicateur mesure la qualité de l'eau fournie aux consommateurs, en vérifiant la présence de contaminants et en assurant que les normes de qualité sont respectées.

IV.6.2. La continuité du service

Cet indicateur mesure la fréquence et la durée des interruptions du service d'eau potable, la rapidité avec laquelle les problèmes sont résolus.

IV.6.3. La pression de l'eau

Cet indicateur mesure la pression de l'eau dans le réseau d'eau potable, en veillant à ce qu'elle soit suffisante pour répondre aux besoins des consommateurs.

IV.6.4. La durée de vie des actifs

Cet indicateur mesure la durée de vie des infrastructures de distribution d'eau potable, telles que les canalisations, les réservoirs et les stations de traitement, pour garantir qu'elles sont entretenues et remplacées en temps voulu.

IV.6.5. Le cout du service

Cet indicateur mesure le cout de la production et de la distribution de l'eau potable, y compris les couts des infrastructures, des opérations, de la maintenance et de l'administration.

IV.6.6. La satisfaction des consommateurs

Cet indicateur mesure le niveau de satisfaction des consommateurs par rapport au service, la pression de l'eau, le cout et d'autres aspects pertinents.

IV.6.7. Sectorisation des réseaux d'eau potable:

La sectorisation des réseaux d'alimentation en eau potable consiste à diviser le réseau global en plusieurs zones de distribution plus petites appelées secteurs. Cette division est réalisée pour des raisons d'efficacité et de gestion des ressources en eau. En effet, en sectorisant le réseau, il est possible de mieux contrôler les pertes d'eau, de détecter plus facilement les fuites et les problèmes de pression, et d'assurer une distribution plus équilibrée de l'eau sur l'ensemble du territoire desservi.

La sectorisation permet également de limiter les risques de contamination croisée, en isolant les zones d'alimentation en eau potable de celles qui ne sont pas destinées à la consommation humaine, comme les eaux usées. De plus, elle facilite la mise en place de mesures de prévention et de gestion des crises, en cas d'incident ou de pollution de l'eau.

Pour mettre en place une sectorisation efficace, il est nécessaire d'analyser la configuration du réseau, de mesurer les débits et les pressions à différents points, et de déterminer les zones de consommation.

Cette analyse permet de définir les limites des secteurs et d'adapter les équipements de régulation de pression en fonction des besoins de chaque zone,

En résumé, la sectorisation des réseaux d'alimentation en eau potable est un processus important pour assurer une distribution d'eau potable de qualité, efficace et équilibrée.

Cela nécessite une planification minutieuse, une analyse approfondie des besoins locaux et une mise en place d'équipements de régulation adaptés.

IV.7. Contrôle de la qualité de l'eau

L'eau potable est considérée comme sûre et propre à la consommation humaine. Elle est généralement exempte de contaminants et de substances nocives qui pourraient causer des problèmes de santé. L'eau potable doit répondre à des normes de qualité spécifiques établies par les autorités locales. Les paramètres de qualité d'une eau :

- ✓ Paramètres organoleptiques (couleur, température, . . .) ;
- ✓ Paramètres physicochimiques (pH, turbidité, salinité, . . .) ;
- ✓ Paramètres bactériologiques (virus, bactéries, parasites, . . .)

L'OMS a établi pour chaque paramètre des recommandations qui doivent être adoptées dans chaque pays en fonction de l'état sanitaire et des considérations économiques du pays en question pour aboutir aux normes réglementaires nationales.

Pour l'Algérie l'eau destinée à la consommation humaine doit répondre aux normes adoptées par l'OMS (Genève 1986) voir annexe (Normes de l'OMS d'une eau brute souterraine).

Remarque : dans la zone d'étude, la qualité de l'eau est surveillée par le laboratoire de contrôle de la qualité ADE BOUIRA ; afin de s'assurer que l'eau est livrée selon les normes de qualité nationales et internationales.

IV.8. Modélisation des réseaux d'AEP

La modélisation des réseaux d'alimentation en eau potable est une méthode utilisée pour simuler le fonctionnement des réseaux d'eau potable. Cette technique consiste à créer une représentation numérique du réseau d'eau potable, qui permet de prédire son comportement dans différentes situations, telles que les changements de pression, les fuites, les variations de débit, etc. D'autre part, de concevoir, dimensionner et planifier les aménagements rendus nécessaires par l'évolution des consommations ou de la réglementation en matière de sécurité. (Choux 1990)

La modélisation des réseaux d'eau potable utilise des logiciels de simulation hydraulique, qui utilisent des équations mathématiques pour calculer la dynamique de l'eau dans les canalisations, ainsi que les pertes de pression et les échanges de débit entre les différentes sections du réseau.

Les avantages de la modélisation des réseaux d'eau potable sont nombreux. Elle permet notamment de :

- ✓ Identifier les zones à risque de rupture de canalisation ou de perte de pression, et de planifier des travaux de maintenance préventive ;
- ✓ Optimiser le dimensionnement des canalisations et des équipements du réseau pour réduire les coûts et améliorer l'efficacité énergétique ;
- ✓ Evaluer les impacts de l'ajout de nouvelles infrastructures, telles que des stations de traitement d'eau, sur le réseau existant ;
- ✓ Prédire les conséquences de l'introduction de nouveaux usages, tels que l'irrigation des espaces verts, sur la performance du réseau ;
- ✓ Simuler des scénarios d'urgence, tels qu'une rupture de canalisation ou une panne de pompe, pour évaluer les conséquences et planifier des actions de secours.

IV.9. Les logiciels de modélisation des réseaux d'AEP

Il existe plusieurs logiciels de modélisation des réseaux d'alimentation en eau potable. Voici quelques exemples :

IV.9.1. EPANET

EPANET est un logiciel de modélisation de réseau d'eau potable open source développé par l'Agence de Protection de l'Environnement des Etats-Unis (EPA). Il permet la modélisation de la distribution de l'eau, l'hydraulique et de la qualité de l'eau.

IV.9.2. WaterCAD

WaterCAD est un logiciel de modélisation de réseaux d'eau potable développé par Bentley Systems. Il permet la modalisation de la distribution de l'eau, de l'hydraulique et de la qualité de l'eau.

IV.9.3. InfoWorks WS

InfoWorks WS est un logiciel de modélisation de réseaux d'eau potable par Innovyze. Il permet la modélisation de réseaux d'eau, de l'hydraulique et de la qualité de l'eau potable de l'eau.

IV.9.4. EPASWW

EPASWW est un logiciel de modélisation de réseaux d'eau potable développé par l'Agence de Production de l'Environnement des Etats-Unis (EPA). Il permet la modélisation de la distribution de l'eau, de l'hydraulique, de la qualité de l'eau, de l'hydraulique, de la qualité de l'eau et de la gestion des eaux pluviales.

Ces logiciels permettent aux gestionnaires de réseau d'eau potable de modéliser et de simuler différents scénarios pour optimiser l'exploitation des réseaux, améliorer la qualité de l'eau et prévenir les fuites et les pertes d'eau.

IV.10. Réseau de distribution d'eau

Un réseau de distribution d'eau potable est un système d'infrastructure qui permet de transporter l'eau potable depuis une source (par exemple, une rivière, un lac ou une nappe phréatique) jusqu'à des consommateurs finaux tels que les ménages, les entreprises et les institutions. Ce réseau comprend des canalisations, des vannes et d'autres équipements nécessaires pour acheminer l'eau de manière sûre et efficace.

Le réseau de distribution d'eau potable est souvent géré par des organismes publics ou privés de distribution d'eau, qui sont responsables de l'entretien et de la réparation des infrastructures, de la facturation des consommateurs et de la gestion de la qualité de l'eau potable. L'eau distribuée par ce réseau doit répondre à des normes sanitaires strictes pour garantir sa sécurité pour la consommation humaine.

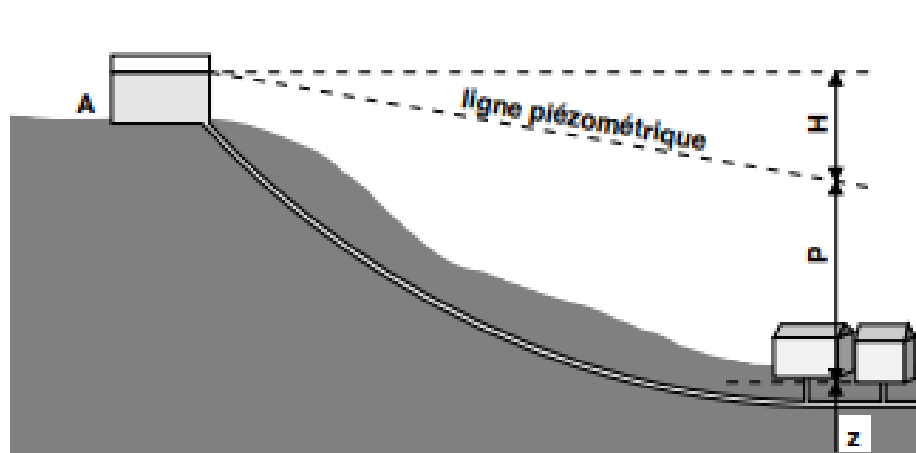


Figure IV.26: Réseau de distribution d'eau

-Distribution d'un réservoir A vers un réservoir B :

- ✓ H : hauteur correspondant à la différence entre le niveau minimal dans le réservoir A et la cote ($z + P$).
- ✓ P : pression minimale de distribution au point le plus haut.
- ✓ z : cote NGF de ce point.

Il existe différents types de réseaux de distribution d'eau, qui peuvent être classés en fonction de leur forme et de fonctionnement. Voici les principaux types :

a. réseau ramifié

Un réseau ramifié est un type de réseau dans lequel les composants sont connectés les uns aux autres de manière hiérarchique, formant une structure semblable à un arbre. Dans un réseau ramifié, il y a un nœud principal qui est connecté à plusieurs nœuds secondaires étant à son tour connecté à d'autres nœuds, Cette structure en arborescence est utilisée dans de nombreux informatiques, les réseaux électriques, les réseaux électriques, les réseaux de transport, etc.

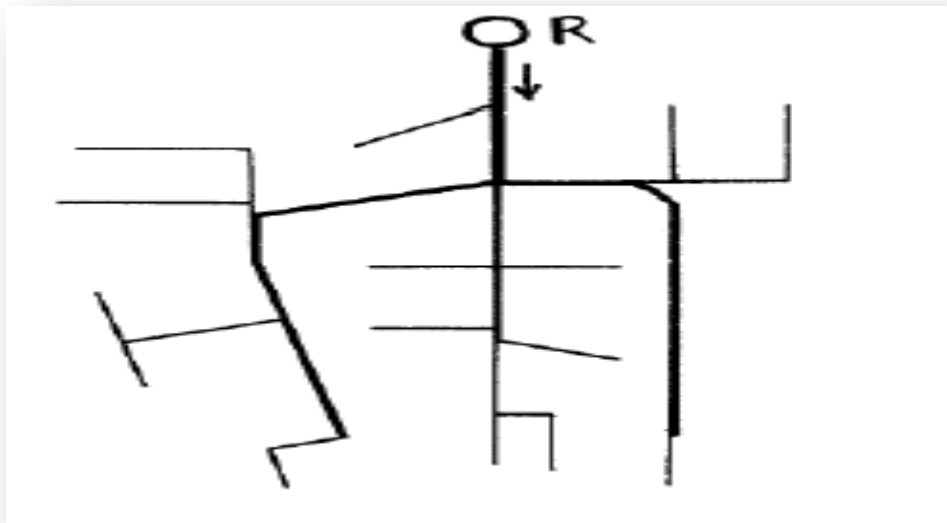


Figure IV.27: Réseau ramifié

Les avantages d'un réseau ramifié sont sa simplicité et sa facilité de gestion, car les nœuds sont organisés de manière hiérarchique, ce qui facilite la compréhension de la structure globale du réseau. De plus, la compréhension de la structure globale du réseau. De plus, les communications peuvent être plus efficaces car les données peuvent être transmises directement entre les nœuds sans avoir à passer par d'autres nœuds. Cependant, un inconvénient potentiel des réseaux ramifiés est leur vulnérabilité aux

pannes, car une panne d'un nœud principal peut entraîner l'effondrement de tout le réseau.

b. Réseau maille

Un réseau maille d'eau est un système de distribution d'eau dans lequel chaque bâtiment ou unité est alimenté par une boucle fermée de tuyaux, appelée une maille. Les mailles sont connectées entre elles pour former un réseau plus large et plus complexe.

Les systèmes maille d'eau est conçu pour être plus efficace que les systèmes de distribution d'eau traditionnels en évitant les pertes de pression dans les canalisations et en permettant une distribution plus uniforme de l'eau.

Les avantages de ce système incluent une meilleure qualité de l'eau, une plus grande fiabilité de du service, une réduction des couts d'exploitation et une plus grande flexibilité pour les extensions du réseau.

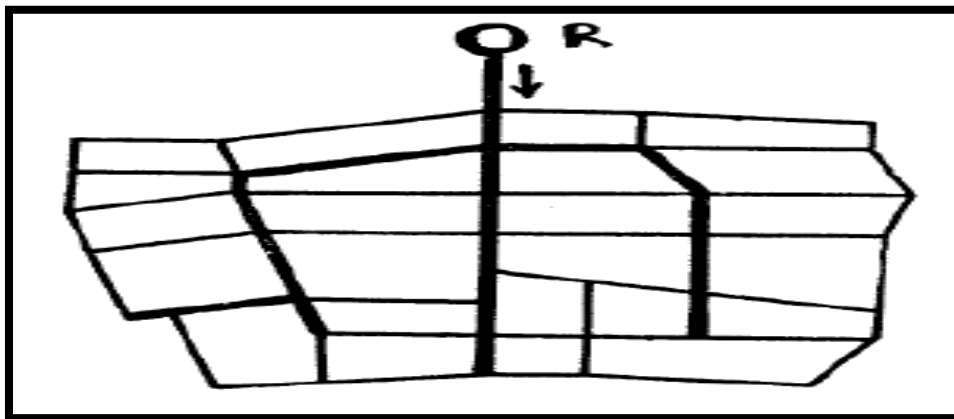


Figure IV.28: Réseau maille

Les réseaux maille d'eau sont souvent utilisés dans les zones urbaines densément peuplées, ou la demande en eau est élevée et où il est important d'assurer une distribution fiable de l'eau potable.

c. Réseau étage :

Un réseau d'eau étage désigne un système de distribution d'eau potable dans un immeuble à plusieurs étages. Ce système est conçu pour acheminer l'eau potable du réservoir de stockage d'eau de l'immeuble jusqu'aux différents niveaux où sont situés les logements ou les bureaux.

Le réseau d'eau étage est généralement constitué de tuyaux en PVC ou en cuivre qui relie le réservoir d'eau aux différentes colonnes montantes et descentes d'eau. Les colonnes descendantes permettent d'évacuer les eaux usées de pluie.

Pour assurer une pression d'eau suffisante à chaque étage, le réseau d'eau étage est équipé de pompe de surpression. Ces pompes permettent de maintenir une pression d'eau constante dans tout le système de distribution, quelle que soit la hauteur de l'étage. Il est important de maintenir régulièrement le réseau d'eau étage pour éviter tout risque de fuite, de corrosion ou d'obstruction. La qualité de l'eau distribuée doit également être contrôlée régulièrement pour s'assurer qu'elle est potable et conforme aux normes sanitaires en vigueur.

d. Réseau d'alimentations distinctes :

Un réseau d'eau potable avec des alimentations distinctes se réfère à un système d'approvisionnement en eau qui utilise plusieurs sources d'eau à différentes pour fournir de l'eau à un bâtiment ou à une zone géographique. Ces sources peuvent inclure des puits, des rivières, des lacs, des usines, de traitement de l'eau.

L'utilisation d'alimentations distinctes peut être mise en place pour plusieurs raisons, notamment pour garantir la fiabilité et la continuité de l'approvisionnement en eau. Si l'une des sources d'eau rencontre un problème, l'eau peut être autre source.

Pendant, les réseaux d'eau avec des alimentations distinctes nécessitent une infrastructure supplémentaire pour acheminer l'eau de chaque source vers les consommateurs, ce qui peut entraîner des coûts plus élevés. De plus, les différentes sources d'eau peuvent avoir des caractéristiques chimiques et physiques différents, ce qui peut nécessiter des traitements différents avant d'être distribuées aux consommateurs.

En somme, les réseaux d'eau avec des alimentations distinctes peuvent être une solution efficace pour garantir une alimentation en eau faible et de qualité, mais ils nécessitent également une planification et une gestion minutieuses pour assurer une utilisation efficace des ressources et une distribution équitable de l'eau.

➤ **Remarque :** Dans cas ; utiliser le type de distribution est : réseau mixte.

IV.11. Réseau de distribution actuel

L'alimentation en eau potable de la zone d'étude est gravitaire à partir du réservoir R1500 m³ par un linéaire de 9598 ml aux consommateurs.

Le réseau de distribution est un réseau mixte constitué des conduites en Amiante ciment et Acier de différents diamètres.

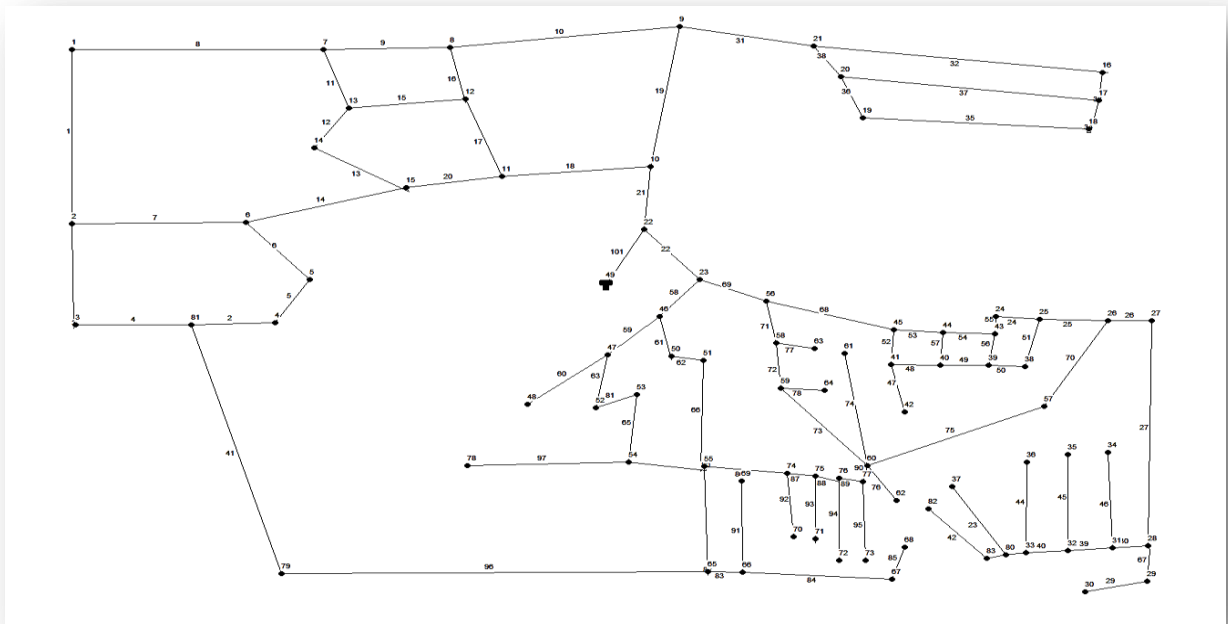


Figure IV.29: Réseau de distribution

IV.12. Mesures techniques de performances

A partir de ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau conduites sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation en eau potable des abonnés. Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles avec les matériaux et les vitesses appropriées des conduites; afin de répondre aux besoins des consommateurs en toutes circonstances.

- a. **Débit** : Les conduites devront pouvoir transiter les plus forts débits instantanés en tenant compte du débit de pointe.
- b. **Vitesse** : La vitesse de l'eau dans les conduites soit de l'ordre de 0.5 à 1.5 m/s.
- c. **Diamètre** : Le choix des diamètres est basé sur les catalogues des fournisseurs après l'étude techno-économique.
- d. **Pression** : Le réseau doit être calculé pour satisfaire à certaines conditions de pressions ($10 \text{ m} < P < 60 \text{ m}$).
- e. **Choix du type de matériaux** : Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain avec le diamètre et la durée de vie, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchements, les réparations en cas de fuite.

Dans ce cas, après aperçu de champ et l'étude techno-économiques (Services technique ADE BOUIRA), nous avons choisi les conduites en PEHD (PN16), en raison des leurs propriétés mécaniques et hydrauliques qu'il présente :

- ✓ Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- ✓ Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C ;
- ✓ Très résistant à la tarte interne, externe et microbiologique ;
- ✓ Bonne résistance mécanique, existence d'une large gamme PN06, PN10, PN16, PN20 et PN25 ;
- ✓ Répond entièrement aux normes de l'eau potable ;
- ✓ Disponibilité sur le marché ;
- ✓ Installation simple (grande flexibilité), possibilité d'enroulement de petits diamètres ;
- ✓ Fiabilité au niveau des branchements (réduit le risque de fuite).

IV.13. Calcul hydraulique du réseau de distribution

Le réseau de distribution de la zone d'étude est un réseau mixte, donc des calculs seront effectués afin de dimensionner ce réseau et résoudre les problèmes qui existent.

IV.13.1. Débit spécifique

La consommation domestique est répartie régulièrement sur toute la longueur du réseau, en utilisant la notion de débit spécifique en l/s/m. Ce débit se calcul comme suit :

$$q_{sp} = \frac{Q_{\max h}}{\sum L} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

- q_{sp} : Débit spécifique l/s/m ;
- $Q_{\max h}$: Débit maximum horaire (l/s) ;
- $\sum L$: Somme des longueurs (m) de distribution en route.

Tableau IV.23: Résultant de débit spécifique

Horizon	Actuel 2023	Long terme 2053
Q_p (l/s)	88,68	160,17
$\sum L_i$ (ml)	9598	9598
Q_s (l/s/ml)	0,0092	0,01669

IV.13.2. Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = q_{sp} \times L_i \quad (IV.2)$$

Avec :

- Q_r : Débit en route l/s.
- q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml.
- L_i : Longueur du tronçon concerné(m), (sont calculées avec logiciel Excel).

IV.13.3. Débit aux nœuds

Le débit aux nœuds est le débit concentré en chaque jonction des conduites du réseau mixte, il est déterminé par la relation suivant :

$$Q_{ni} = 0,5\sum Q_{ri} + \sum Q_{ci} \quad (l/s) \quad (IV.3)$$

Avec:

- ✓ Q_{ni} : Débit au nœud i (l/s);
- ✓ $\sum Q_{ri}$: Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s);
- ✓ $\sum Q_{ci}$: Somme des débits concentrés aux nœuds i (l/s).

IV.13.3.1 Cas de pointe

Les résultats de calcul des débits en route et des débits aux nœuds, aux horizon actuel 2023 et futur 2053, à l'heure de pointe, sont représentés dans les tableaux (IV.25) et (IV.26).

Tableau IV.24: Résultats de calcul des débits en route et aux nœuds à l'heure de pointe à l'horizon 2023

Nœud	Tronçon	Linéaire(ml)	Qs(l/ s/ml)	ΣQr(l/s)	Qn (l/s)
1	N7-N1	245	0,0092	5,27	2,63
	N1-N2	325			
2	N2-N1	325		5,88	2,93
	N2-N6	175			
3	N2-N3	135		2,29	1,15
	N3-N2	135			
4	N3-N81	113		1,42	0,71
	N4-N5	77			
5	N4-N81	77		1,75	0,87
	N5-N4	77			
6	N5-N6	112		4	2
	N6-N5	112			
7	N6-N2	175		4,32	2,16
	N6-N15	146			
8	N7-N1	245		6,58	3,24
	N7-N13	83			
9	N7-N8	139		6,58	3,24
	N8-N7	139			
10	N8-N12	78		4,30	2,15
	N8-N9	270			
11	N9-N8	270	3,33	1,66	
	N9-N10	275			
12	N9-N21	167	3,25	1,63	
	N10-N11	115			
13	N10-N22	125	2,29	1,15	
	N11-N10	115			
13	N11-N15	93	122	43	
	N11-N12	152			
13	N12-N11	152	83	122	
	N12-N8	78			
13	N12-N13	122	43	43	
	N13-N7	83			
13	N13-N12	122	43	43	
	N13-N14	43			

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

14	N14-N13	43	0,0092	1,51	0,75
	N14-N15	120			
15	N15-N6	146		3,32	1,66
	N15-N14	120			
	N15-N11	93			
16	N16-N17	40		4,06	2,03
	N16-N21	399			
17	N17-N16	40		3,78	1,89
	N17-N20	364			
	N17-N18	45			
18	N18-N17	45		3,33	1,66
	N18-N19	315			
19	N19-N18	315		3,55	1,77
	N19-N20	69			
20	N20-N17	364		4,41	2,20
	N20-N21	44			
	N20-N19	69			
21	N21-N20	44		5,64	2,68
	N21-N18	399			
	N21-N9	167			
22	N22-N10	75		2,68	1,34
	N22-N49	90			
	N22-N23	125			
23	N23-N22	125		2,68	1,34
	N23-N45	62			
	N23-N56	90			
24	N24-N43	26	0,45	0,23	
	N24-N25	23			
25	N25-N24	23	1,59	0,79	
	N25-N28	69			
	N25-N38	80			
26	N26-N25	69	2,16	1,08	
	N26-N57	128			
	N26-N27	37			
27	N27-N26	37	3,33	1,66	
	N27-N28	323			

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

28	N28-N27	323	0,0092	3,48	1,74
	N28-N31	34			
	N28-N29	20			
29	N29-N28	20		0,78	0,39
	N29-N30	64			
30	N30-N29	64		0,59	0,30
31	N31-N28	34		1,74	0,89
	N31-N34	130			
	N31-N32	24			
32	N32-N31	24		1,55	0,78
	N32-N35	121			
	N32-N33	23			
33	N33-N32	24		1,47	0,73
	N33-N36	111			
	N33-N80	25			
34	N34-N33	130		1,20	0,6
35	N35-N32	121		1,12	0,56
36	N36-N33	111		1,03	0,51
37	N37-N83			0,43	0,22
38	N38-N39	23		0,95	0,48
	N38-N25	80			
39	N39-N38	23		1	0,5
	N39-N40	21			
	N39-N43	62			
40	N40-N39	21		0,89	0,44
	N40-N41	29			
	N40-N44	46			
41	N41-N40	29		1,17	0,59
	N41-N45	51			
	N41-N42	47			
42	N42-N41	47	0,43	0,22	
43	N43-N24	26	0,81	0,41	
	N43-N39	62			
	N43-N44	46			
44	N44-N45	31	1,14	0,57	
	N44-N43	46			
	N44-N40	46			
45	N45-N44	46	3,22	1,61	
	N45-N41	51			
	N45-N56	267			
46	N46-N23	35	1,71	0,85	
			0,0092		

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

	N46-N47	60	0,0092		
	N46-N50	50			
47	N47-N46	60		2,08	1,04
	N47-N48	95			
	N47-N52	70			
48	N48-N47	95		0,88	0,44
49	N49-N23	125		2,68	1,34
	N49-R	90			
	N49-N10	75			
50	N50-N46	50		1,08	0,54
	N50-N51	67			
51	N51-N50	67		1,41	0,71
	N51-N55	86			
52	N52-N47	70		0,98	0,49
	N52-N53	36			
53	N53-N52	36		2,06	1,03
	N53-N54	124			
54	N54-N53	124		2,82	1,41
	N54-N55	26			
	N54-N65	99			
55	N55-N65	99		2,91	1,46
	N55-N51	86			
	N55-N54	68			
	N55-N69	62			
56	N56-N23	90		3,58	1,79
	N56-N58	31			
	N56-N45	267			
57	N57-N26	128		2,67	1,34
	N57-N60	161			
58	N58-N56	31		1,17	0,59
	N58-N63	52			
	N58-N59	44			
59	N59-N64	59	0,95	0,46	
	N59-N77	150			
	N59-N60	163			
60	N60-N59	150	4,38	2,16	
	N60-N57	161			
	N60-N61	163			

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

61	N61-N60	163	0,0092	1,51	0,75
62	N62-N77	61		0,56	0,28
63	N63-N58	52		0,48	0,24
64	N64-N59	59		0,55	0,27
65	N65-N79	369		4,6	2,3
	N65-N55	99			
	N65-N66	30			
66	N66-N65	30		2,39	1,20
	N66-N69	96			
	N66-N67	133			
67	N67-N66	133		1,72	0,86
	N67-N68	53			
68	N68-N68	53		0,49	0,24
	N69-N66	96			
70	N70-N74	72		0,67	0,33
71	N71-N71	69		0,64	0,32
72	N72-N76	62		0,57	0,29
73	N73-N77	92		0,85	0,43
74	N74-N75	24		1,46	0,73
	N74-N55	62			
	N74-N70	72			
75	N75-N76	25		1,09	0,55
	N75-N71	93			
	N75-N74	24			
76	N76-N75	25		0,95	0,48
	N76-N77	16			
	N76-N72	62			
77	N64-N63	70		5,64	2,82
	N77-N59	150			
	N77-N61	163			
	N77-N57	161			
	N77-N62	61			
78	N77-N73	92	1,04	0,52	
	N78-N54	113			
79	N79-N81	175	0,64	0,32	
	N79-N65	369			
80	N80-N37	47	0,73	0,36	
	N80-N83	7			
	N80-N33	25			
81	N81-N3	113	3,37	1,69	
	N81-N4	77			

	N81-79	175	0,0092		
82	N82-N83	47		0,43	0,22
83	N83-N82	47		0,50	0,25
	N82-N80	7			

Tableau IV.25: Résultats de calcul des débits en route et aux nœuds à l'heure de pointe à l'horizon 2053

Nœud	Tronçon	Linéaire(ml)	Qs(l/ s/ml)	ΣQr(l/s)	Qn (l/s)
1	N7-N1	245	0,01669	9,51	4,76
	N1-N2	325			
2	N2-N1	325		10,60	5,30
	N2-N6	175			
3	N2-N3	135		4,14	2,07
	N3-N2	135			
4	N3-N81	113		2,57	1,28
	N4-N5	77			
5	N4-N81	77		3,15	1,58
	N5-N4	77			
6	N5-N6	112		7,23	3,61
	N6-N5	112			
7	N6-N2	175		7,79	3,90
	N6-N15	146			
8	N7-N1	245		8,12	4,06
	N7-N13	83			
9	N7-N8	139		11,88	5,94
	N8-N7	139			
10	N8-N12	78		7,76	3,88
	N8-N9	270			
11	N9-N8	270	6	3	
	N9-N10	275			
12	N9-N21	167	5,87	2,94	
	N10-N11	115			
13	N10-N22	125	4,14	2,07	
	N11-N10	115			
13	N11-N15	93			
	N11-N12	152			
13	N12-N11	152			
	N12-N8	78			
13	N12-N13	122			
	N13-N7	83			
13	N13-N12	122			
	N13-N14	43			

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

14	N14-N13	43		2,72	1,36
	N14-N15	120			
15	N15-N6	146		6	3
	N15-N14	120			
	N15-N11	93			
16	N16-N17	40		7,32	3,66
	N16-N21	399			
17	N17-N16	40		6,83	3,41
	N17-N20	364			
	N17-N18	45			
18	N18-N17	45		6	3
	N18-N19	315			
19	N19-N18	315		6,40	3,20
	N19-N20	69			
20	N20-N17	364		7,96	3,98
	N20-N21	44			
	N20-N19	69			
21	N21-N20	44		10,18	5,09
	N21-N18	399			
	N21-N9	167			
22	N22-N10	75		4,84	2,42
	N22-N49	90			
	N22-N23	125			
23	N23-N22	125		4,84	2,42
	N23-N45	62			
	N23-N56	90			
24	N24-N43	26		0,82	0,41
	N24-N25	23			
25	N25-N24	23		2,88	1,44
	N25-N28	69			
	N25-N38	80			
26	N26-N25	69		3,90	1,95
	N26-N57	128			
	N26-N27	37			
27	N27-N26	37		6	3
	N27-N28	323			

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

28	N28-N27	323	0,01669	6,30	3,15				
	N28-N31	34							
	N28-N29	20							
29	N29-N28	20		0,01669	1,4	0,7			
	N29-N30	64							
30	N30-N29	64			0,01669	1,06	0,53		
31	N31-N28	34				3,14	1,57		
	N31-N34	130							
	N31-N32	24							
32	N32-N31	24				2,80	1,40		
	N32-N35	121							
	N32-N33	23							
33	N33-N32	24				2,66	1,33		
	N33-N36	111							
	N33-N80	25							
34	N34-N33	130				0,01669	2,16	1,08	
35	N35-N32	121					2,02	1,01	
36	N36-N33	111					1,85	0,93	
37	N37-N83						0,01669	0,78	0,39
38	N38-N39	23						1,72	0,86
	N38-N25	80							
39	N39-N38	23						1,82	0,91
	N39-N40	21							
40	N39-N43	62						1,6	0,8
	N40-N39	21							
	N40-N41	29							
41	N40-N44	46						2,12	1,06
	N41-N40	29							
	N41-N45	51							
42	N41-N42	47						0,78	0,39
	N42-N41	47							
43	N43-N24	26						1,46	0,73
	N43-N39	62							
	N43-N44	46							
44	N44-N45	31	2,06					1,03	
	N44-N43	46							
	N44-N40	46							
45	N45-N44	46	5,82	2,91					
	N45-N41	51							
	N45-N56	267							
46	N46-N23	35	3,08	1,54					
	N46-N47	60							

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

	N46-N50	50	0,01669		
47	N47-N46	60		3,75	1,88
	N47-N48	95			
	N47-N52	70			
48	N48-N47	95		1,56	0,79
49	N49-N23	125		4,82	2,42
	N49-R	90			
	N49-N10	75			
50	N50-N46	50		1,95	0,98
	N50-N51	67			
51	N51-N50	67		2,55	1,28
	N51-N55	86			
52	N52-N47	70		1,77	0,88
	N52-N53	36			
53	N53-N52	36		3,72	1,86
	N53-N54	124			
54	N54-N53	124		5,09	2,54
	N54-N55	26			
	N54-N65	99			
55	N55-N65	99		5,26	2,63
	N55-N51	86			
	N55-N54	68			
	N55-N69	62			
56	N56-N23	90		6,48	3,24
	N56-N58	31			
	N56-N45	267			
57	N57-N26	128		4,82	2,41
	N57-N60	161			
58	N58-N56	31		2,12	1,06
	N58-N63	52			
	N58-N59	44			
59	N59-N64	59		1,72	0,86
	N59-N77	150			
	N59-N60	163			
60	N60-N59	150		7,91	3,96
	N60-N57	161			
	N60-N61	163			

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

61	N61-N60	163	0,01669	2,72	1,36
62	N62-N77	61		1,02	0,51
63	N63-N58	52		0,86	0,43
64	N64-N59	59		0,98	0,49
65	N65-N79	369		8,32	4,16
	N65-N55	99			
	N65-N66	30			
66	N66-N65	30		4,32	2,16
	N66-N69	96			
	N66-N67	133			
67	N67-N66	133		3,10	1,55
	N67-N68	53			
68	N68-N68	53		0,88	0,44
	N69-N66	96			
70	N70-N74	72		1,20	0,60
71	N71-N71	69		1,15	0,58
72	N72-N76	62		1,03	0,52
73	N73-N77	92		1,54	0,77
74	N74-N75	24		2,64	1,32
	N74-N55	62			
	N74-N70	72			
75	N75-N76	25		1,97	0,98
	N75-N71	93			
	N75-N74	24			
76	N76-N75	25		1,72	0,86
	N76-N77	16			
	N76-N72	62			
77	N64-N63	70	10,18	5,09	
	N77-N59	150			
	N77-N61	163			
	N77-N57	161			
	N77-N62	61			
78	N77-N73	92	1,89	0,94	
	N78-N54	113			
79	N79-N81	175	1,15	0,58	
	N79-N65	369			
80	N80-N37	47	1,32	0,66	
	N80-N83	7			
	N80-N33	25			
81	N81-N3	113	6,10	3,05	
	N81-N4	77			
	N81-79	175			
			0,01669		

82	N82-N83	47		0,78	0,39
83	N83-N82	47		0,90	0,45
	N82-N80	7			

IV.13.3.2 Cas de pointe + incendie

a. Conditions d'emplacement d'un poteau d'incendies :

L'emplacement d'un poteau d'incendie se fait d'une manière respectant les critères et les normes suivants :

- La distance maximale entre deux poteaux d'incendies est 400m ;
- Le diamètre de la conduite d'alimentation du poteau d'incendies doit être supérieur à 100 mm ;
- Le débit de fonctionnement d'un poteau d'incendie doit être égal à 17 l/s pour une durée de 2 heures ;
- La pression fournie au poteau d'incendie doit être supérieure à 1.5 bar ;
- La vitesse, on peut tolérer à une vitesse de 2,5 m/s.

b. Choix d'emplacement des poteaux d'incendies :

Les résultats des débits en route et aux nœuds à l'heure de pointe + incendie à l'horizon 2053 sont représentés dans le tableau IV.27. Le point d'incendie est situé dans le point le plus défavorable avec un débit de 17 l/s dans le nœud 22 ; à la demande de base est : $Q_{n22}=19,68$ l/s. nous avons décidé de vérifier les caractéristiques hydrauliques en faisant extraire un débit supplémentaire d'incendie (17l/s) au nœud 22 (au centre de l'agglomération où $P=32.81m > 15m$ et $D=315mm > 100$).

Tableau IV.26: Résultats de calcul des débits en route et aux nœuds à l'heure de pointe + Incendie à l'horizon 2053

Nœud	Tronçon	Linéaire(ml)	Qs(l/s/ml)	ΣQr(l/s)	Qn (l/s)
1	N7-N1	245	0,01669	9,51	4,76
	N1-N2	325			
2	N2-N1	325		10,60	5,30
	N2-N6	175			
3	N2-N3	135		4,14	2,07
	N3-N2	135			
4	N3-N81	113		2,57	1,28
	N4-N5	77			
5	N4-N81	77		3,15	1,58
	N5-N4	77			
6	N5-N6	112		7,23	3,61
	N6-N5	112			
7	N6-N2	175		7,79	3,90
	N6-N15	146			
8	N7-N1	245		8,12	4,06
	N7-N13	83			
9	N7-N8	139		11,88	5,94
	N8-N7	139			
10	N8-N12	78		7,76	3,88
	N8-N9	270			
11	N9-N8	270	6	3	
	N9-N10	275			
12	N9-N21	167	5,87	2,94	
	N10-N11	115			
13	N10-N22	125	4,14	2,07	
	N11-N10	115			
14	N11-N15	93	5,87	2,94	
	N11-N12	152			
15	N12-N11	152	4,14	2,07	
	N12-N8	78			
16	N12-N13	122	4,14	2,07	
	N13-N7	83			
17	N13-N12	122	4,14	2,07	
	N13-N14	43			

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

14	N14-N13	43		2,72	1,36
	N14-N15	120			
15	N15-N6	146		6	3
	N15-N14	120			
	N15-N11	93			
16	N16-N17	40		7,32	3,66
	N16-N21	399			
17	N17-N16	40		6,83	3,41
	N17-N20	364			
	N17-N18	45			
18	N18-N17	45		6	3
	N18-N19	315			
19	N19-N18	315		6,40	3,20
	N19-N20	69			
20	N20-N17	364		7,96	3,98
	N20-N21	44			
	N20-N19	69			
21	N21-N20	44		10,18	5,09
	N21-N18	399			
	N21-N9	167			
22	N22-N10	75		4,84	19,42
	N22-N49	90			
	N22-N23	125			
23	N23-N22	125		4,84	2,42
	N23-N45	62			
	N23-N56	90			
24	N24-N43	26		0,82	0,41
	N24-N25	23			
25	N25-N24	23		2,88	1,44
	N25-N28	69			
	N25-N38	80			
26	N26-N25	69		3,90	1,95
	N26-N57	128			
	N26-N27	37			
27	N27-N26	37		6	3
	N27-N28	323			

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

28	N28-N27	323	0,01669	6,30	3,15
	N28-N31	34			
	N28-N29	20			
29	N29-N28	20		1,4	0,7
	N29-N30	64			
30	N30-N29	64		1,06	0,53
31	N31-N28	34		3,14	1,57
	N31-N34	130			
	N31-N32	24			
32	N32-N31	24		2,80	1,40
	N32-N35	121			
	N32-N33	23			
33	N33-N32	24		2,66	1,33
	N33-N36	111			
	N33-N80	25			
34	N34-N33	130	2,16	1,08	
35	N35-N32	121	2,02	1,01	
36	N36-N33	111	1,85	0,93	
37	N37-N83		0,78	0,39	
38	N38-N39	23	1,72	0,86	
	N38-N25	80			
39	N39-N38	23	1,82	0,91	
	N39-N40	21			
	N39-N43	62			
40	N40-N39	21	1,6	0,8	
	N40-N41	29			
	N40-N44	46			
41	N41-N40	29	2,12	1,06	
	N41-N45	51			
	N41-N42	47			
42	N42-N41	47	0,78	0,39	
43	N43-N24	26			
	N43-N39	62			
	N43-N44	46			
44	N44-N45	31	2,06	1,03	
	N44-N43	46			
	N44-N40	46			
45	N45-N44	46	5,82	2,91	
	N45-N41	51			
	N45-N56	267			
			0,01669		

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

46	N46-N23	35	0,01669	3,08	1,54
	N46-N47	60		3,75	1,88
	N46-N50	50			
47	N47-N46	60		1,56	0,79
	N47-N48	95			
	N47-N52	70			
48	N48-N47	95		4,82	2,42
49	N49-N23	125			
	N49-R	90			
50	N49-N10	75		1,95	0,98
	N50-N46	50			
51	N50-N51	67		2,55	1,28
	N51-N50	67			
52	N51-N55	86		1,77	0,88
	N52-N47	70			
53	N52-N53	36		3,72	1,86
	N53-N52	36			
54	N53-N54	124		5,09	2,54
	N54-N53	124			
	N54-N55	26			
55	N54-N65	99		5,26	2,63
	N55-N65	99			
	N55-N51	86			
	N55-N54	68			
56	N55-N69	62		6,48	3,24
	N56-N23	90			
	N56-N58	31			
57	N56-N45	267		4,82	2,41
	N57-N26	128			
	N57-N60	161			
58	N58-N56	31	2,12	1,06	
	N58-N63	52			
	N58-N59	44			
59	N59-N64	59	1,72	0,86	
	N59-N77	150			
	N59-N60	163			
60	N60-N59	150	7,91	3,96	
	N60-N57	161			
	N60-N61	163			

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

61	N61-N60	163	0,01669	2,72	1,36
62	N62-N77	61		1,02	0,51
63	N63-N58	52		0,86	0,43
64	N64-N59	59		0,98	0,49
65	N65-N79	369		8,32	4,16
	N65-N55	99			
	N65-N66	30			
66	N66-N65	30		4,32	2,16
	N66-N69	96			
	N66-N67	133			
67	N67-N66	133		3,10	1,55
	N67-N68	53			
68	N68-N68	53		0,88	0,44
	N69-N66	96			
69	N70-N74	72		1,60	0,8
70	N70-N74	72		1,20	0,60
71	N71-N71	69		1,15	0,58
72	N72-N76	62		1,03	0,52
73	N73-N77	92		1,54	0,77
74	N74-N75	24		2,64	1,32
	N74-N55	62			
	N74-N70	72			
75	N75-N76	25		1,97	0,98
	N75-N71	93			
	N75-N74	24			
76	N76-N75	25		1,72	0,86
	N76-N77	16			
	N76-N72	62			
77	N64-N63	70	10,18	5,09	
	N77-N59	150			
	N77-N61	163			
	N77-N57	161			
	N77-N62	61			
78	N77-N73	92	1,89	0,94	
	N78-N54	113			
79	N79-N81	175	1,15	0,58	
	N79-N65	369			
80	N80-N37	47	1,32	0,66	
	N80-N83	7			
	N80-N33	25			
81	N81-N3	113	6,10	3,05	
	N81-N4	77			

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

	N81-79	175	0,01669		
82	N82-N83	47		0,78	0,39
83	N83-N82	47		0,90	0,45
	N82-N80	7			

IV.14. Résultats de simulation de niveau réseau :

IV.14.1. La simulation finale du nouveau réseau à l'horizon 2053 (cas de pointe)

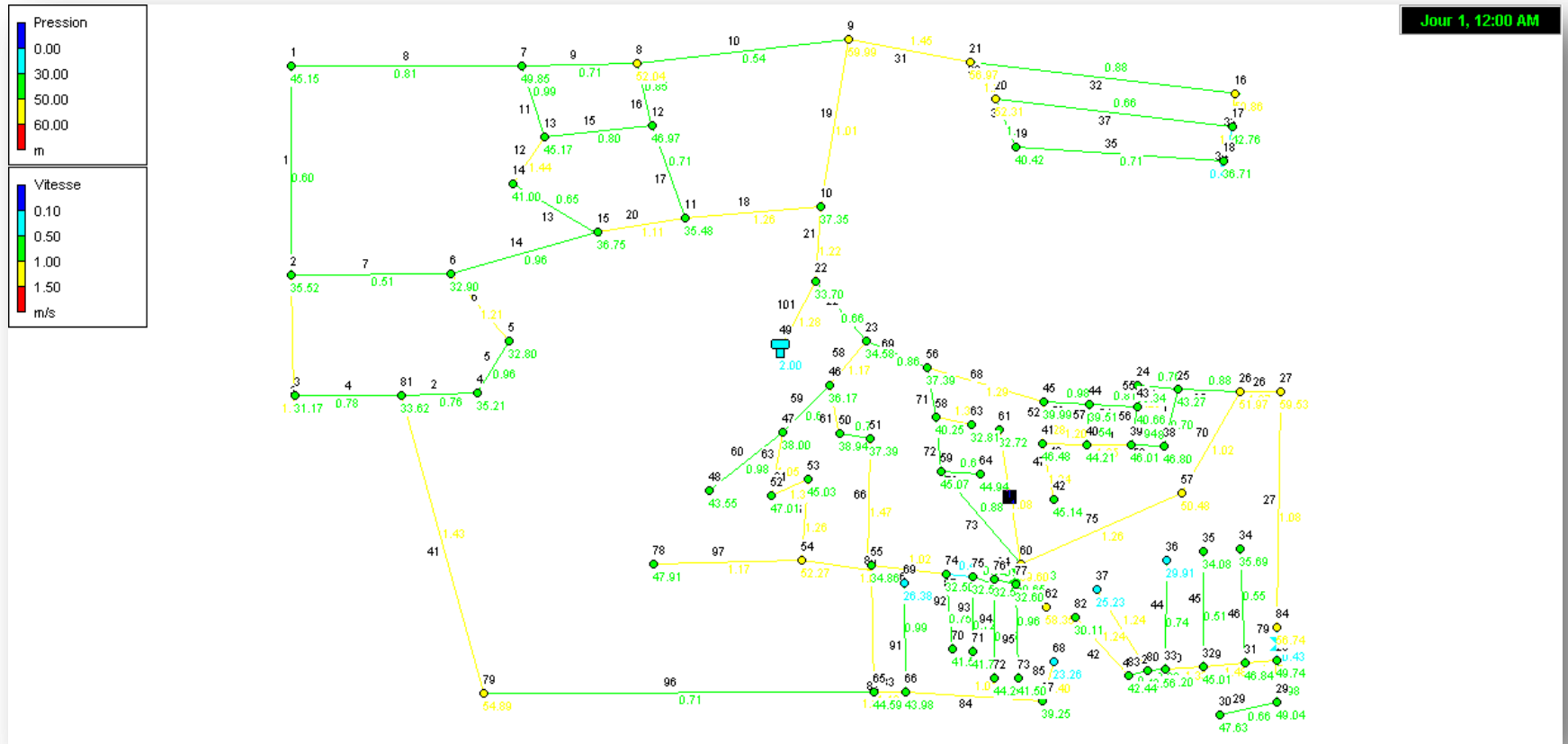


Figure IV.30: La simulation finale de niveau réseau à l'horizon 2053 (cas de pointe)

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

Les résultats de simulation finale à l'heure de pointe, à l'horizon actuel 2053, sont montrés dans les figures (IV.30), (IV.31), (IV.32) et (IV.33), et les tableaux (III.28) et (III.29).

Tableau IV.27: Résultats de l'état des nœuds du nouveau réseau à l'horizon 2053

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 1	529	4.76	574.15	45.15
Noeud 2	542	5.30	577.52	35.52
Noeud 3	540	2.07	571.17	31.17
Noeud 4	540	1.28	575.21	35.21
Noeud 5	543	1.58	575.80	32.80
Noeud 6	545	3.61	577.90	32.90
Noeud 7	527	3.90	576.85	49.85
Noeud 8	526	4.06	578.04	52.04
Noeud 9	519	5.94	578.99	59.99
Noeud 10	543	3.88	580.35	37.35
Noeud 11	544	3.00	579.48	35.48
Noeud 12	532	2.94	578.97	46.97
Noeud 13	533	2.07	578.17	45.17
Noeud 14	533	1.36	574.00	41.00
Noeud 15	542	3.00	578.75	36.75
Noeud 16	519	3.66	569.86	50.86
Noeud 17	526	3.41	568.76	42.76
Noeud 18	533	3.00	569.71	36.71
Noeud 19	532	3.20	572.42	40.42
Noeud 20	521	3.98	573.31	52.31
Noeud 21	517	5.09	573.97	56.97
Noeud 22	547	2.42	580.70	33.70
Noeud 23	546	2.42	580.58	34.58

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 22	547	2.42	580.70	33.70
Noeud 23	546	2.42	580.58	34.58
Noeud 24	537	0.41	576.34	39.34
Noeud 25	533	1.44	576.27	43.27
Noeud 26	524	1.95	575.97	51.97
Noeud 27	516	3.00	575.53	59.53
Noeud 28	501	3.15	550.74	49.74
Noeud 29	501	0.70	550.04	49.04
Noeud 30	501	0.53	548.63	47.63
Noeud 31	503	1.57	549.84	46.84
Noeud 32	504	1.40	549.01	45.01
Noeud 33	505	1.33	548.20	43.20
Noeud 34	513	1.08	548.69	35.69
Noeud 35	514	1.00	548.08	34.08
Noeud 36	516	0.93	545.91	29.91
Noeud 37	516	0.39	541.23	25.23
Noeud 38	530	0.86	576.80	46.80
Noeud 39	531	0.91	577.01	46.01
Noeud 40	533	0.80	577.21	44.21
Noeud 41	531	1.06	577.48	46.48
Noeud 42	526	0.39	571.14	45.14
Noeud 43	536	0.73	576.66	40.66
Noeud 44	538	1.03	577.51	39.51

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 44	538	1.03	577.51	39.51
Noeud 45	538	2.91	577.99	39.99
Noeud 46	544	1.54	580.17	36.17
Noeud 47	542	1.88	580.00	38.00
Noeud 48	532	0.79	575.55	43.55
Noeud 50	540	0.98	578.94	38.94
Noeud 51	540	1.28	577.39	37.39
Noeud 52	532	0.88	579.01	47.01
Noeud 53	533	1.86	578.03	45.03
Noeud 54	513	2.63	565.27	52.27
Noeud 55	516	2.63	550.86	34.86
Noeud 56	543	3.24	580.39	37.39
Noeud 57	519	2.41	569.48	50.48
Noeud 58	540	1.06	580.25	40.25
Noeud 59	535	0.86	580.07	45.07
Noeud 60	519	3.96	578.60	59.60
Noeud 61	539	1.36	571.72	32.72
Noeud 62	519	0.51	577.35	58.35
Noeud 63	539	0.43	571.81	32.81
Noeud 64	534	0.49	578.94	44.94
Noeud 65	504	4.16	548.59	44.59
Noeud 66	504	2.16	547.98	43.98
Noeud 67	505	1.55	544.25	39.25

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud 63	539	0.43	571.81	32.81
Noeud 64	534	0.49	578.94	44.94
Noeud 65	504	4.16	548.59	44.59
Noeud 66	504	2.16	547.98	43.98
Noeud 67	505	1.55	544.25	39.25
Noeud 68	512	0.44	535.26	23.26
Noeud 69	517	0.80	543.38	26.38
Noeud 70	508	0.60	549.50	41.50
Noeud 71	508	0.58	549.73	41.73
Noeud 72	506	0.52	550.25	44.25
Noeud 73	506	0.77	547.50	41.50
Noeud 74	519	1.32	551.50	32.50
Noeud 75	519	0.98	551.53	32.53
Noeud 76	519	0.86	551.57	32.57
Noeud 77	519	5.09	551.60	32.60
Noeud 78	510	0.94	557.91	47.91
Noeud 79	503	0.58	557.89	54.89
Noeud 80	505	0.66	547.56	42.56
Noeud 81	541	3.05	574.62	33.62
Noeud 82	511	0.39	541.11	30.11
Noeud 83	505	0.45	547.44	42.44
Noeud 84	516	3.00	572.74	56.74
Réservoir 49	579	-161.19	581.00	2.00

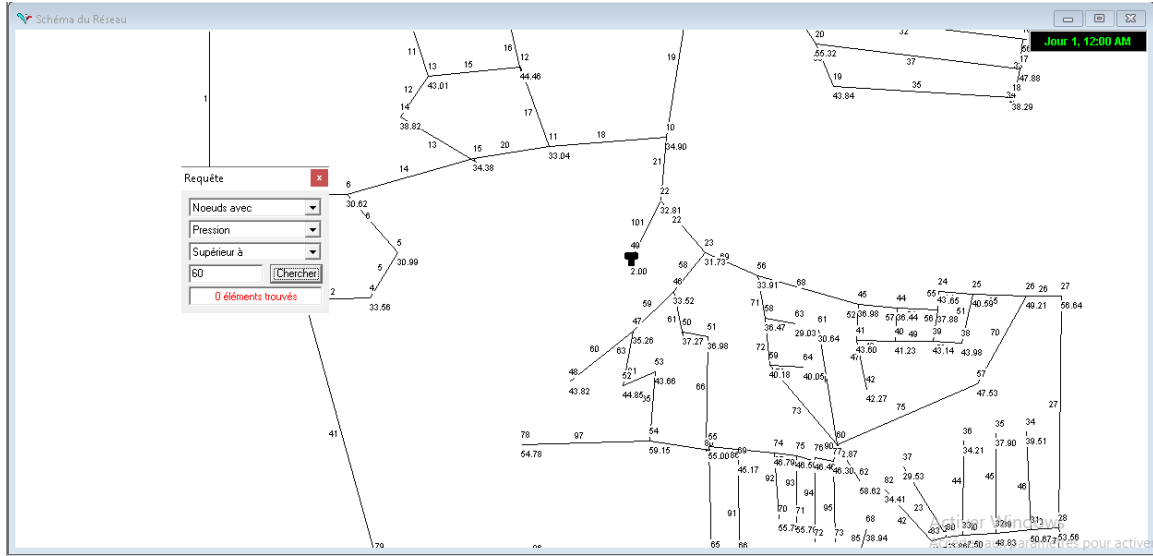


Figure V.31: Les nœuds ayant P (bar) > 60 m

Les dimensions proposées des canalisations pour la réhabilitation du réseau (tableau IV.28) et la position du réservoir 579 permettent d'avoir des pressions au sol dans la fourchette souhaitée $10 < P < 60$.

Tableau IV.28: Résultats de l'état des arcs du niveau réseau à l'horizon 2053

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 3	135	40	1.44	1.15
Tuyau 5	49	90	-6.11	0.96
Tuyau 6	112	90	-7.69	1.21
Tuyau 7	175	140	7.91	0.51
Tuyau 8	245	75	-3.59	0.81
Tuyau 9	139	75	-3.13	0.71
Tuyau 10	270	90	-3.44	0.54
Tuyau 11	83	75	-4.35	0.99
Tuyau 12	43	32	1.16	1.44
Tuyau 13	120	20	-0.20	0.65
Tuyau 14	146	160	19.22	0.96
Tuyau 15	122	110	-7.58	0.80
Tuyau 16	78	75	-3.75	0.85
Tuyau 17	152	160	-14.27	0.71
Tuyau 18	115	200	-39.69	1.26
Tuyau 19	275	200	31.72	1.01
Tuyau 20	93	160	22.42	1.12
Tuyau 31	167	140	22.34	1.45
Tuyau 32	399	90	6.04	0.95
Tuyau 33	40	50	2.38	1.21
Tuyau 34	45	32	-0.59	0.73
Tuyau 35	315	75	-3.59	0.81
Tuyau 36	69	90	-6.79	1.07

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 36	69	90	-6.79	1.07
Tuyau 37	364	32	0.44	0.55
Tuyau 38	44	110	-11.21	1.18
Tuyau 21	75	280	-75.29	1.22
Tuyau 22	125	400	-83.48	0.66
Tuyau 24	23	180	19.35	0.76
Tuyau 25	69	180	22.35	0.88
Tuyau 26	37	140	19.58	1.27
Tuyau 29	64	32	-0.53	0.66
Tuyau 30	34	90	9.20	1.45
Tuyau 39	24	75	6.55	1.48
Tuyau 40	23	63	4.15	1.33
Tuyau 44	111	40	-0.93	0.74
Tuyau 45	121	50	-1.00	0.51
Tuyau 46	130	50	-1.08	0.55
Tuyau 47	47	20	-0.39	1.24
Tuyau 48	29	160	24.22	1.20
Tuyau 49	21	160	25.11	1.25
Tuyau 50	23	90	5.31	0.83
Tuyau 51	80	90	4.45	0.70
Tuyau 52	51	160	-25.67	1.28
Tuyau 53	31	75	4.32	0.98
Tuyau 54	46	50	1.60	0.81

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 54	46	50	1.60	0.81
Tuyau 55	26	140	-19.76	1.28
Tuyau 56	62	160	-18.89	0.94
Tuyau 57	46	63	1.69	0.54
Tuyau 58	35	125	14.31	1.17
Tuyau 59	60	140	9.33	0.61
Tuyau 60	95	32	0.79	0.98
Tuyau 61	50	63	3.45	1.11
Tuyau 62	67	63	2.47	0.79
Tuyau 63	70	90	6.66	1.05
Tuyau 65	124	63	3.92	1.26
Tuyau 66	86	32	1.19	1.48
Tuyau 67	20	40	-1.23	0.98
Tuyau 68	267	180	-32.89	1.29
Tuyau 69	90	315	-66.74	0.86
Tuyau 70	128	32	0.82	1.02
Tuyau 71	31	200	30.61	0.97
Tuyau 72	44	200	29.12	0.93
Tuyau 73	150	200	27.77	0.88
Tuyau 74	163	40	1.36	1.08
Tuyau 75	161	40	-1.59	1.26

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 75	161	40	-1.59	1.26
Tuyau 76	61	32	0.51	0.63
Tuyau 77	52	20	0.43	1.37
Tuyau 78	59	32	0.49	0.61
Tuyau 80	68	20	0.35	1.10
Tuyau 81	36	75	5.78	1.31
Tuyau 82	99	90	8.54	1.34
Tuyau 83	30	75	4.95	1.12
Tuyau 84	133	50	1.99	1.01
Tuyau 85	53	20	0.44	1.40
Tuyau 86	62	110	-9.63	1.01
Tuyau 87	24	110	-11.55	1.22
Tuyau 88	25	180	-13.11	0.52
Tuyau 89	16	180	-14.49	0.57
Tuyau 91	96	32	-0.80	0.99
Tuyau 92	72	32	-0.60	0.75
Tuyau 93	69	32	0.58	0.72
Tuyau 94	62	32	0.52	0.65
Tuyau 95	92	32	0.77	0.96
Tuyau 96	369	32	-0.57	0.71
Tuyau 97	113	32	0.94	1.17
Tuyau 101	90	400	161.19	1.28
Tuyau 23	47	20	-0.39	1.24

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau 86	62	110	-9.63	1.01
Tuyau 87	24	110	-11.55	1.22
Tuyau 88	25	180	-13.11	0.52
Tuyau 89	16	180	-14.49	0.57
Tuyau 91	96	32	-0.80	0.99
Tuyau 92	72	32	-0.60	0.75
Tuyau 93	69	32	0.58	0.72
Tuyau 94	62	32	0.52	0.65
Tuyau 95	92	32	0.77	0.96
Tuyau 96	369	32	-0.57	0.71
Tuyau 97	113	32	0.94	1.17
Tuyau 101	90	400	161.19	1.28
Tuyau 23	47	20	-0.39	1.24
Tuyau 28	25	50	1.89	0.96
Tuyau 41	175	32	1.15	1.43
Tuyau 42	47	20	-0.39	1.24
Tuyau 43	07	40	-0.84	0.67
Tuyau 1	325	50	-1.17	0.60
Tuyau 2	77	90	4.83	0.76
Tuyau 4	113	32	0.63	0.78
Tuyau 27	323	140	16.58	1.08

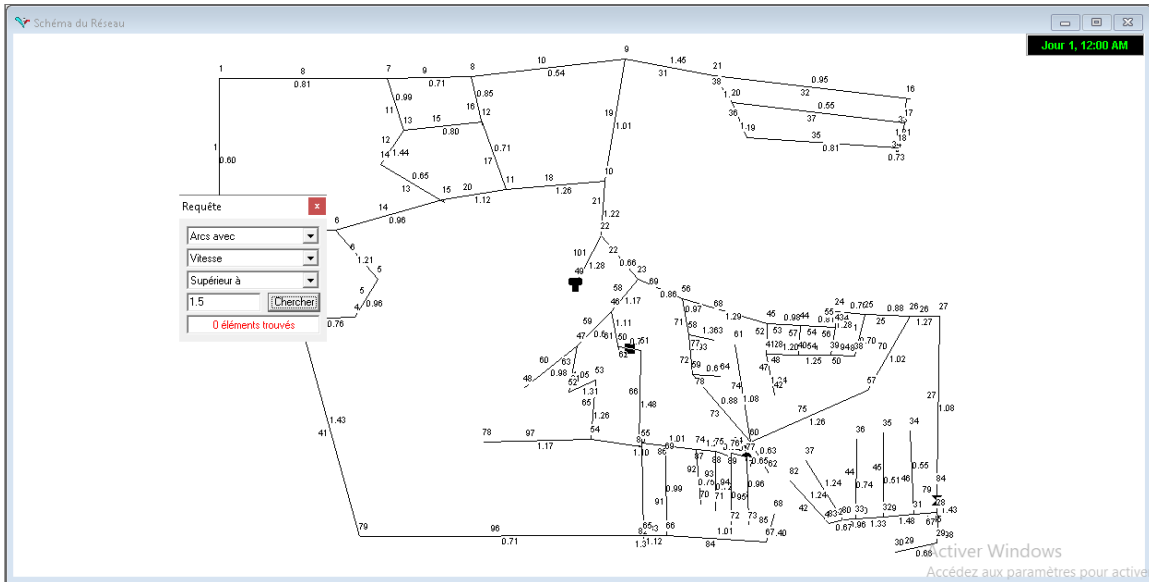


Figure IV.32: Les arcs ayant $V \text{ (m/s)} > 1.5 \text{ m/s}$

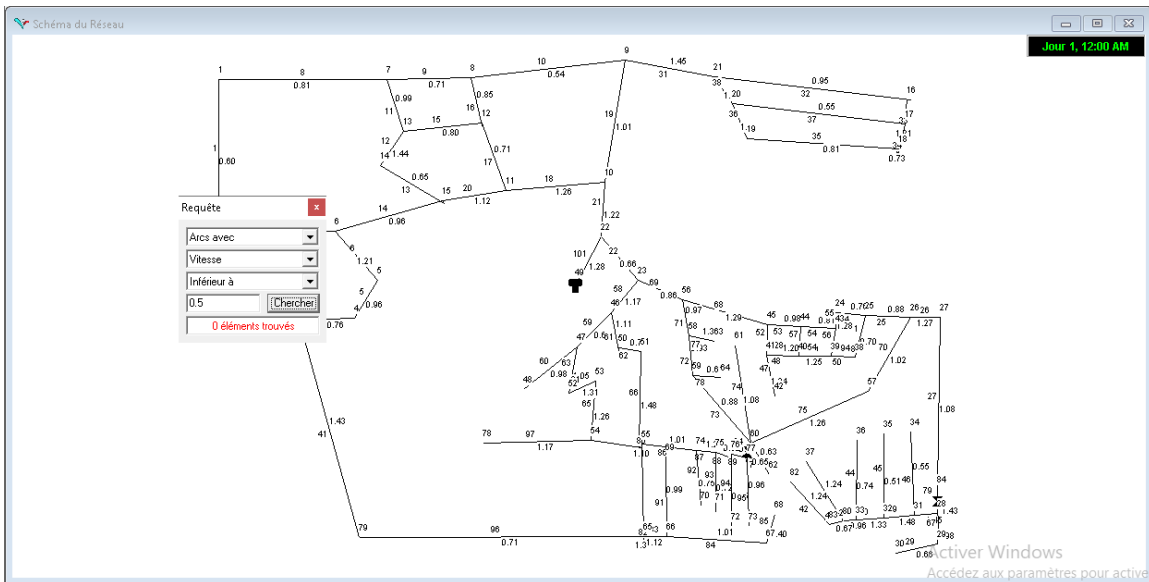


Figure IV.33: Les arcs ayant $V \text{ (m/s)} < 0.5 \text{ m/s}$

Les dimensions proposées des canalisations (tableau IV.28) permettent d'avoir des vitesses acceptable $0,5 < V < 1,5$ dans tout le réseau de distribution à l'heure de pointe. Après la réhabilitation du réseau (changement des diamètres), il apparaît clairement que le réseau d'alimentation en eau potable calculé fonctionne normalement. De ce fait, tous les abonnés de Draa El bordj et la cité Zerrouki seront alimentés en eau potable avec des vitesses acceptables et des pressions au sol suffisantes.

IV.14.2. La simulation finale du nouveau réseau à l'horizon 2053 (cas de pointe+ incendie) :

Les résultats de simulation à l'heure de pointe + incendie, à l'horizon actuel 2053, sont montrés dans les figures (IV.34), (IV.35), (IV.36) et (IV.37).

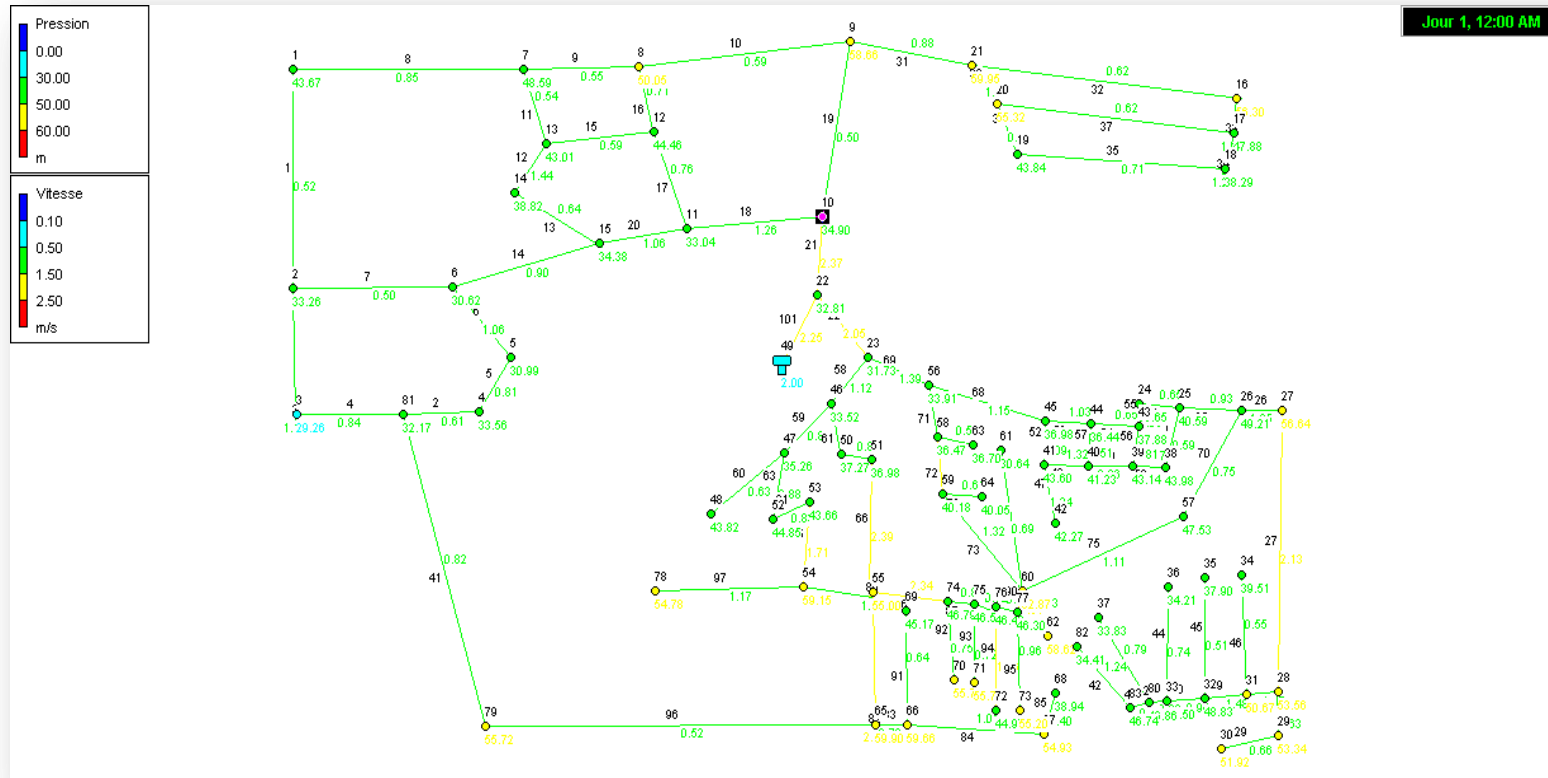


Figure IV.34: La simulation finale de niveau réseau à l'horizon 2053 (cas de pointe+ incendie)

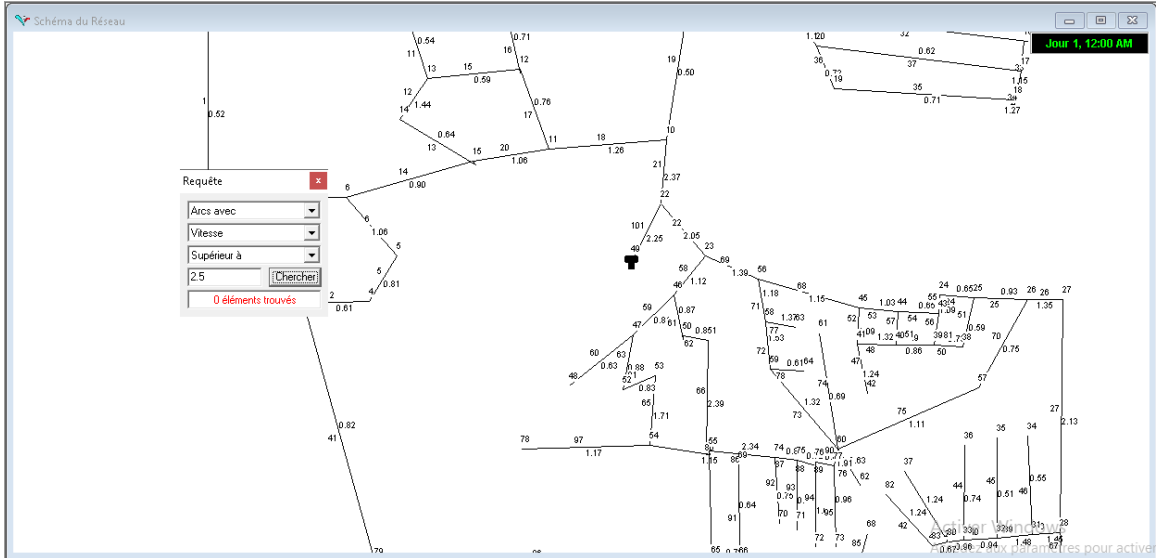


Figure IV.35: Les arcs ayant $V \text{ (m/s)} > 2.5 \text{ m/s}$

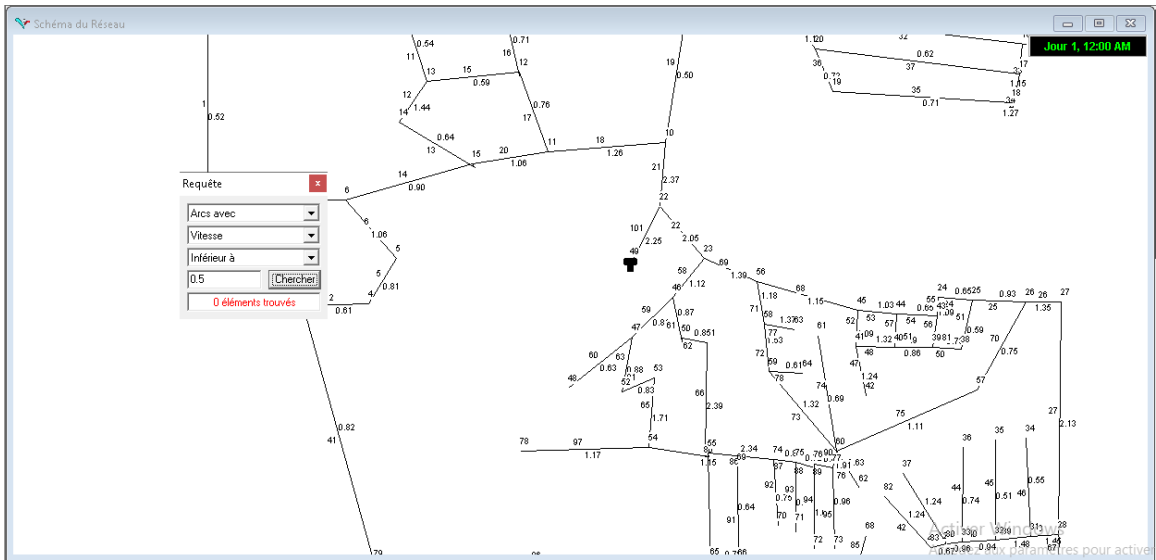


Figure IV.36: Les arcs ayant $V \text{ (m/s)} < 0.5 \text{ m/s}$

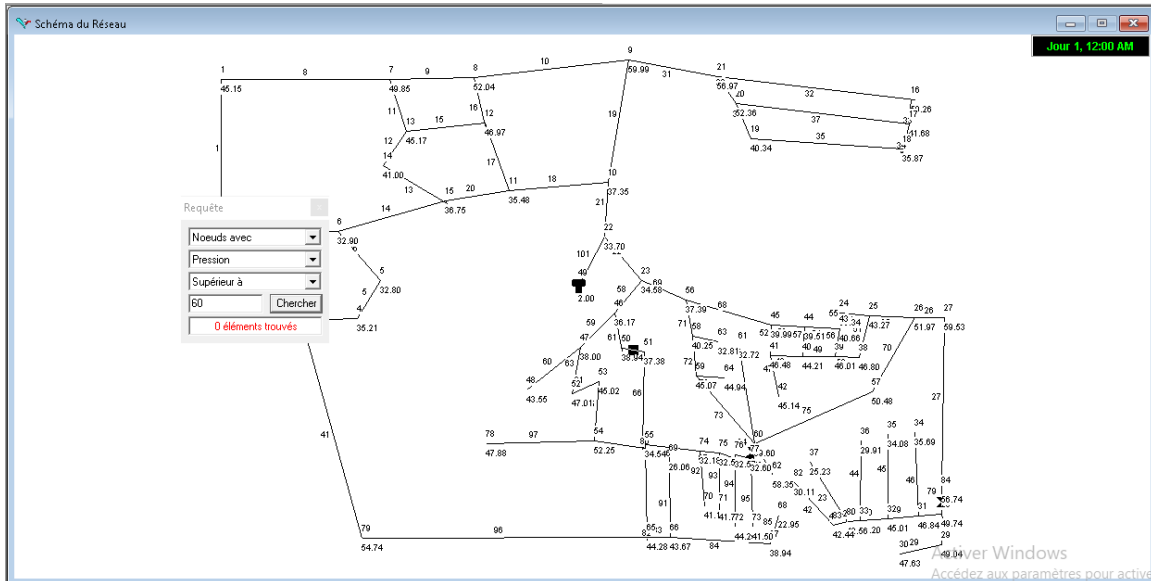


Figure IV.37: Les nœuds ayant $P \text{ (bar)} > 60 \text{ m}$

Les résultats obtenus montrent que les conduites du réseau de distribution dimensionné peuvent fournir à l'heure de pointe plus incendie des pressions acceptables ($0.5 < v < 2.5 \text{ m/s}$) et des pressions suffisantes ($p < 60 \text{ m}$). Ceci montre que l'extraction d'un débit d'incendie de 17 l/s pour l'extinction de feu n'entrave pas le bon fonctionnement de notre réseau de distribution.

IV.15. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons proposé une réhabilitation du réseau de distribution de la cité Draa El bordj et la cité Zerrouki dont le réseau est du type mixte. Après avoir calculé et introduit les différents débits dans le logiciel EPANET avec les altitudes de chaque nœud ainsi que les longueurs et les diamètres des tronçons des conduites, nous avons lancé la simulation à l'heure de pointe et à l'heure de pointe plus incendie à l'horizon 2053.

Les résultats ont montré que le réseau proposé (diamètres) de la zone d'étude fonctionne normalement à l'heure de pointe. Les vitesses dans tous les tronçons du réseau sont acceptables et parfaitement dans la fourchette requise entre 0.5 et 1.5 m/s. Les pressions dans tous les nœuds du réseau sont supérieures à 30m et inférieures à 60m. Par conséquent, les dimensions (diamètres) des tronçons calculés sont bonnes et tous les habitants des localités de la région d'étude seront alimentés en eau potable avec des vitesses acceptables et des pressions au sol suffisantes.

Chapitre IV REHABILITATION DU RESAU DE RESEAU DISTRIBUTION D'AEP

Les résultats obtenus montrent que les conduites du réseau de distribution dimensionné peuvent fournir à l'heure de pointe plus incendie des vitesses acceptables ($0.5 < v < 2.5 \text{ m/s}$) et des pressions suffisantes ($p < 60 \text{ m}$). Par conséquent, l'extraction d'un débit d'incendie de 17 l/s pour l'extinction du feu n'entrave pas le bon fonctionnement de notre réseau de distribution.

A high-speed photograph of a water splash, showing a central crown-like shape with several smaller droplets rising from it. The splash is set against a light blue background and creates concentric ripples on the surface below. The text is overlaid on the central part of the splash.

**ETUDE D'ADDUCTION ET
DISTRIBUTION**

CHAPITRE V : ETUDE D'ADDUCTION

V.1. Introduction

L'approvisionnement en eau potable est une nécessité absolue pour assurer une vie de bien-être au consommateur à travers un réseau de distribution et d'adduction. Dans tous les cas, l'eau mise à la disposition du consommateur doit être traitée quel que soit son usage. Une eau est dite potable lorsqu'elle n'est pas susceptible de porter atteinte à la santé du consommateur, et répond aux normes établies par l'OMS.

V.2. Définition de réseau d'AEP

Un réseau d'alimentation d'eau potable est un système de canalisation, de réservoirs et d'installations de traitement conçu pour fournir de l'eau potable aux habitants d'une zone géographique donnée. Ce réseau est généralement géré par une entreprise de distribution d'eau ou une autorité locale responsable de la gestion des ressources en eau.

Le réseau d'alimentation d'eau potable commence souvent par un captage d'eau naturel comme une source, une rivière, ou un lac, qui est acheminé vers une usine de traitement pour être purifié et rendu potable. L'eau est ensuite stockée dans des réservoirs avant d'être distribuée dans les canalisations jusqu'aux consommateurs finaux, tels que les maisons, les entreprises, les hôpitaux, et les écoles.

Un réseau d'alimentation d'eau potable est essentiel pour assurer la santé et le bien-être des communautés, en fournissant une source d'eau potable propre et sûre pour la consommation humaine et les besoins domestiques.

Depuis son captage dans le milieu naturel jusqu'au robinet du consommateur, l'eau nécessite de nombreuses infrastructures pour son transport:

- Les ouvrages de captage ;
- Les ouvrages de traitement ;
- Les stations de pompage ;
- Les réservoirs ;
- Les canalisations (ADOUR-Garonne 2005)

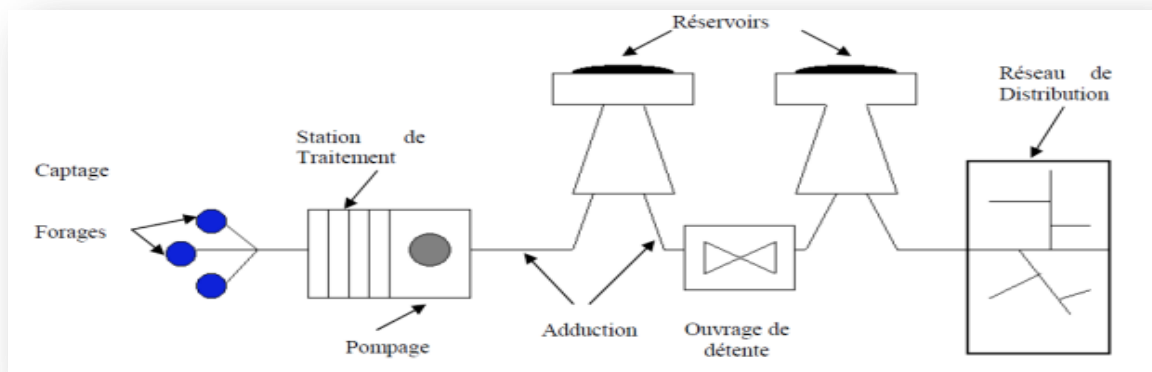


Figure V.38: Schéma d'alimentation en eau potable (Valiron 1994)

V.3. Réseau d'adduction d'eau

Un réseau d'adduction d'eau est un système qui transporte l'eau potable depuis une source d'approvisionnement (comme une rivière, un lac, ou un puits) jusqu'aux zones où elle est nécessaire, comme les foyers, les entreprises, les usines, et les bâtiments publics.

Les réseaux d'adduction d'eau peuvent varier considérablement en taille de la communauté qu'ils desservent et des caractéristiques de la source d'eau.

Les réseaux peuvent varier être constitués de canalisations enterrées, de conduites aériennes, de réservoirs de stockage et de stations de pompage.

Le réseau d'adduction d'eau est une partie essentielle de l'infrastructure de base de communauté, car il fournit de l'eau potable propre et sûre aux consommateurs.

Les organismes de réglementation et les services publics de l'eau sont responsables de la planification, de la construction, de l'exploitation et de l'entretien de ces réseaux pour assurer la qualité et la continuité de l'approvisionnement en eau potable.

V.4. Types d'adduction d'eau

Il existe plusieurs types d'adduction d'eau, voici les principaux :

V.4.1. Adduction gravitaire:

C'est la méthode la plus simple et plus ancienne d'adduction d'eau. Elle consiste à amener l'eau d'une source ou d'un réservoir en hauteur à l'aide d'une canalisation inclinée. L'eau circule ensuite par gravité jusqu'au point de consommation. Cette méthode ne nécessite pas de pompage mais peut être limitée par la topographie.

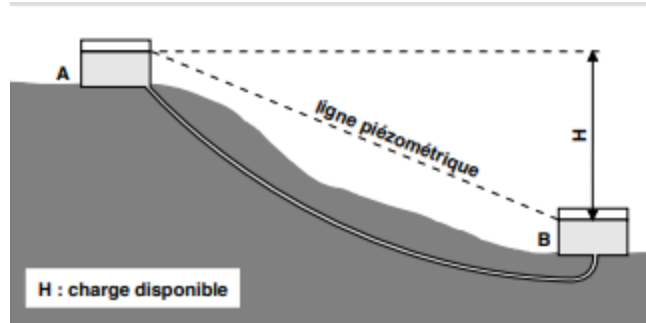


Figure V.39: Adduction gravitaire

- Adduction d'un réservoir A vers un réservoir B :
 - ✓ A : cote du niveau minimal
 - ✓ B : cote du trop-plein
 - ✓ $H = \text{cote du niveau minimal dans A} - \text{cote du trop-plein de B}$

Par sécurité, on prend parfois pour niveau minimal de A son radier.

V.4.2. Adduction par refoulement:

Cette méthode est utilisée pour alimenter les habitations en eau potable. Elle consiste à maintenir l'eau sous pression constante dans les canalisations afin de garantir un débit suffisant à tous les points de consommation. Cette méthode nécessite des équipements spécifiques tels que des réservoirs de stockage et des surpresseurs.

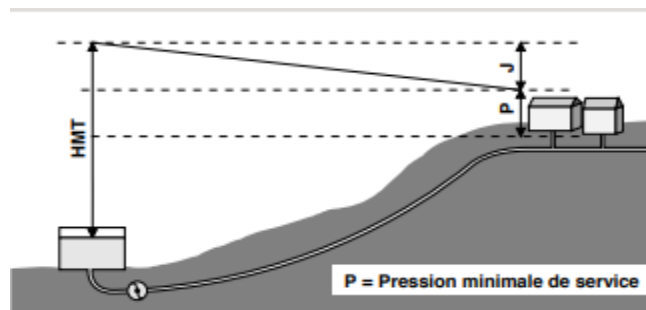


Figure V.40: Adduction par refoulement

On appelle :

- Hgéo : hauteur géométrique la différence d'altitude entre le plan d'eau de pompage et le lieu à alimenter,
- P : pression minimale de service,

- HMT : hauteur manométrique totale la hauteur géométrique augmentée des pertes de charge totales liées à l'aspiration et au refoulement, et, le cas échéant, de la pression résiduelle minimale de distribution (HMT=J+P+ Hgéo).

V.4.3. Adduction mixte:

Cette méthode combine l'adduction gravitaire et l'adduction par pompage. Elle est utilisée lorsque la topographie du terrain ne permet pas une adduction gravitaire sur toute la distance et nécessite un pompage à certains endroits.

- **Remarque :** Dans cas ; utiliser le type d'adduction par refoulement.

V.5. Types de tuyaux d'adduction d'eau

Il existe plusieurs types de tuyaux d'adduction d'eau qui peuvent être utilisés en fonction des besoins spécifiques d'une application particulière. Voici quelques exemples de types courants de tuyaux d'adduction d'eau :

V.5.1. Tuyaux en acier:

Les tuyaux en acier sont des conduits cylindriques fabriqués à partir d'acier, un alliage de fer et de carbone et utilisés pour les applications d'eau potable, d'irrigation, etc. Ils sont durables, résistants aux intempéries et peuvent supporter des pressions élevées.

Les tuyaux en acier peuvent être soudés ou sans soudure. Les tuyaux soudés sont fabriqués en formant une bande d'acier en un cylindre et en un cylindre et en soudant les bords ensemble, tandis que les tuyaux sans soudure sont fabriqués en extrudant un cylindre d'acier à travers une matrice pour forme tubulaire.

Les tuyaux en acier sont disponibles dans une grande variété de tailles et d'épaisseurs de paroi pour répondre aux besoins spécifiques de chaque application. Ils peuvent également être revêtus de divers matériaux pour les protéger de la corrosion, l'époxy ou le polyuréthane. Les tubes sont fournis en longueurs de 6 à 16 m. Les diamètres disponibles sont de 100 à 1000 mm avec des épaisseurs de 3 à 9 mm. La pression de service varie de 40 à 60 bars. (GHERNAOUT 2022)

V.5.2. Tuyaux en PVC:

Les tuyaux en PVC (polychlorure de vinyle) sont des tuyaux en plastique couramment utilisés pour le transport de fluides tels que l'eau, etc.

Ils sont souvent utilisés dans les systèmes de plomberie résidentiels et commerciaux en raison de leur résistance à la corrosion et de leur faible coût.

Les tuyaux en PVC sont disponibles dans une variété de tailles et de formes pour répondre aux besoins de différentes applications de plomberie résidentielles, tandis que le

PVC souple est souvent utilisé pour les applications de drainage et d'évacuation. Le PVC pression est conçu pour supporter des pressions plus élevées et est souvent utilisé dans les systèmes d'irrigation et distribution d'eau.

Les tuyaux en PVC sont faciles à installer et à entretenir. Ils sont également légers et peuvent être coupés à la longueur souhaitée à l'aide d'une scie à métaux ou d'un coupe-tube. Les raccords en PVC, tels que les coudes, les raccords en T et les manchons, sont disponibles dans une variété de tailles et de formes pour faciliter l'installation. Ils sont fabriqués par longueurs de 5 à 6 m et en 3 classes de pression : 6, 10 et 16 bars.

Cependant, les tuyaux en PVC peuvent être sensibles à la chaleur et peuvent se fissurer ou se déformer lorsqu'ils sont exposés à des températures élevées. Ils peuvent également se dégrader au fil du temps lorsqu'ils sont exposés à la lumière du soleil et à d'autres facteurs environnementales. Il est important de choisir le bon type de tuyau en PVC pour l'application spécifique et de suivre les instructions du fabricant pour une installation et un entretien appropriés. (GHERNAOUT 2022)

V.5.3. Tuyaux en fonte:

Les tuyaux de fonte est un fabrique à partir de fonte, un matériau composé principalement de fer, de carbone et de silicium. Les tuyaux en fonte sont connus pour leur grande durabilité, leur résistance à la corrosion et leur capacité à résister à des pressions élevées. Ils sont souvent utilisés pour les systèmes d'eau potable, et de vapeur.

Les diamètres normalisés des tuyaux en fonte sont les suivants : 60, 80, 100, 125, 150, 175, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1250.

La longueur utile des tuyaux est de 6 m à partir de 800 mm de diamètre. La pression de service varie de 40 à 60 bars. Ces tuyaux ont une rugosité (K_s) de 0,1 mm et sont assemblés par joints. (GHERNAOUT 2022)

Cependant, les tuyaux en fonte ont également quelque inconvénients, tels que leur poids élevé, leur fragilité en cas de choc et leur cout relativement élevé par rapport à d'autres types de tuyaux. De plus, les tuyaux en fonte peuvent être sujets à la rouille et à la rouille et à la corrosion au fil du temps, ce qui peut entraîner des fuites ou des obstructions.

En raison de ces avantages et inconvénients, les tuyaux en fonte sont encore largement utilisés dans de nombreuses applications.

V.5.4. Tuyaux en béton armé:

Les tuyaux d'adduction d'eau potable en béton armé sont généralement utilisés pour transporter de grandes quantités d'eau sur de longues distances. Voici quelque information importante à savoir :

➤ **Matériaux :**

Les tuyaux d'adduction d'eau potable en béton armé sont généralement fabriqués à partir d'un mélange de ciment, mélange de ciment, d'eau, de sable, de gravier et d'acier. L'acier est utilisé pour renforcer le béton et augmenter sa résistance.

➤ **Taille :**

Les tuyaux d'adduction d'eau potable en béton armé peuvent être fabriqués dans différentes à plusieurs mètres de diamètre. Les tuyaux plus grands sont utilisés pour transporter de plus grandes quantités d'eau sur de plus longues distances.

➤ **Installation :**

Les tuyaux d'adduction d'eau. Ils sont enterrés sous terre pour protéger l'eau de la contamination.

➤ **Entretien :**

Les tuyaux d'adduction d'eau potable en béton armé ont une durée de vie utile pouvant aller jusqu'à 50 ans ou plus, mais ils nécessitent un entretien régulier pour assurer leur bon fonctionnement. Les inspections visuelles et les fissures et les fuites dans les tuyaux.

Les types de béton armé généralement est :

a. Tuyaux en béton armé :

Ces tuyaux sont fabriqués par centrifugation ou coulés debout (seulement pour les grands diamètres). Les longueurs de tuyaux varient de 4 à 6 m. les diamètres disponibles sont de 300 à 1000 mm. La pression de service varie de 1,5 à 2 bars. (GHERNAOUT 2022)

b. Tuyaux en béton précontraint :

Ces tuyaux ont une longueur qui varie entre 3 à 6 m selon les diamètres. Le plus petit diamètre de ces tuyaux est de 400 mm et le plus grand pouvant atteindre 300 mm. La pression de service pouvant atteindre 20 bars. (GHERNAOUT 2022)

V.5.5. Tuyaux en PEHD:

Le PEHD (Polyéthylène Haute Densité) est un matériau plastique qui est largement utilisé pour la fabrication de tuyaux d'adduction d'eau potable. Les tuyaux en PEHD sont très résistants à la pression et aux impacts, ce qui les rend idéaux pour les réseaux d'eau potable. ; Et se présentent sous forme de couronnes de 25, 50, et 100 m de longueur et en trois classes de pression : 10, 16 et 20 bars.(GHERNAOUT 2022)

Voici quelques avantages des tuyaux d'adduction d'eau potable en PEHD :

a. Résistance à la corrosion :

Ce qui en fait un matériau idéal pour les tuyaux d'eau potable. Les tuyaux en PHHD ne rouillent pas avec le temps.

b. Durabilité :

Les tuyaux en PHDE sont très durables et ont une longue durée de vie.

Ils peuvent résister à des pressions élevées et sont capables de supporter des charges importantes.

c. Faible cout d'installation :

Les tuyaux en PEHD sont légers et faciles à manipuler, ce qui permet une installation rapide à manipuler, ce qui permet une installation rapide et facile. Cela peut réduire considérablement les couts d'installation par rapport à d'autres types de tuyaux.

d. Faible d'entretien :

Les tuyaux en PEHD ne nécessitent pas beaucoup d'entretien à long terme.

e. Faible taux de fuite :

Les tuyaux en PEHD ont un faible de fuite en raison de leur résistance à la corrosion et de leur durabilité.

Cependant, il est important de noter que les tuyaux en PEHD peuvent ne pas être adaptés à toutes les conditions d'utilisation. Par exemple, ils peuvent être vulnérables aux rayons UV et peuvent se dégrade s'ils sont exposés à la lumière directe du soleil pendant une période prolongée. Il est donc important de choisir le bon matériau en fonction des conditions d'utilisation spécifiques.

V.6. Diamètre techno-économique de l'adduction :

L'adduction assurant l'approvisionnement en eau potable du Château d'eau « Draa El Bordj » 1500m³se fait comme suit :

- **Adduction par refoulement :** Station de reprise SRF8 vers le Château d'eau Draa El Bordj 1500m³.



Figure V.41: Conduite d'adduction SRF8 vers R 1500

V.6.1. Choix de la gamme des diamètres :

Pour les conduites de refoulement, ce diamètre est déterminé approximativement par les deux formules suivantes :

- Formule de BONNIN : $D_1 = \sqrt{(Q')} = 0.30332 \text{ m} = 303.32 \text{ mm}$
- Formule de BRESS : $D_2 = 1,5\sqrt{(Q')} = 0.45497 \text{ m} = 454.97 \text{ mm}$

Avec :

- D : Diamètre calculé de la conduite en (m).
- Q' : Débit refoulé en (m³/s) ; qui se calcule avec la formule suivante :

$$Q' = (Q_{\text{max.j}}) \times 24 / T_p \quad \text{(V.1)}$$

- Q_{max.j} : Débit max journalier (m³/s), $Q_{\text{max.j}} = 6625.74 \text{ m}^3 / \text{j} = 0.077 \text{ m}^3 / \text{s}$
- T_p : Temps de pompage, dans cette étude (T_p = 20 heures).

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés qui ne sont pas normalisés. Pour cela, on choisit une gamme des diamètres normalisés disponibles sur le Marché, dont les valeurs avoisinent celles des diamètres calculés. Comme dans le tableau suivant :

Tableau V.29: Résultats de calcul du débit et des diamètres

Le débit de pompage (l/s)	Les diamètres calculés (mm)	Les diamètres normalisés (mm)
92	Avec la formule de BONNIN : 303	315, 400, 500
	Avec la formule de BRESS : 455	

V.6.2. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge font référence à la diminution de pression qui se produit lorsque l'eau circule à travers un système de conduites, tuyaux, raccords ou autres dispositifs. Ces pertes de charge sont principalement causées par la résistance au passage du fluide et sont influencées par plusieurs facteurs tels que la longueur des tuyaux, son diamètre, la rugosité interne, le débit d'eau, la viscosité du fluide, etc.

➤ **Pertes de charge linéaires :**

Pour notre cas on prendra :

$$\Delta H_L = I \times L = \lambda L V^2 / 2gD \quad (\text{m}) \quad (\text{V.2})$$

Avec :

- L : Longueur de la conduite (m) ;
- D : Diamètre de la section d'écoulement (m) ;
- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- λ : Coefficient de frottement (sans unité).

➤ **Pertes de charge singulières:**

D'une façon générale, les pertes de charge singulières représentent 10% des pertes de charge linéaires. Pour notre cas on prendra :

$$\Delta H_s = 0.10 \times \Delta H_L \quad (\text{V.3})$$

Elle est donnée avec la formule suivante :

$$\Delta H_T = 1.10 \times \Delta H_L = 1.10 \times J \times L \quad (\text{V.4})$$

Avec :

- ❖ ΔH_T : La perte de charge totale (m).
- ❖ L : la longueur entre le réservoir de point défavorable (m).

V.6.3. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique total d'un pompe d'eau est la somme des différences hauteurs de pression que la pompe est capable de surmonter pour déplacer l'eau. Elle est mesurée en unité de longueur, généralement en mètres (m).

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_T \quad (\text{V.5})$$

$$\text{HMT} = [(C_{\text{TTPR}} - C_{\text{ST}}) + \Delta H_T] \quad (\text{V.6})$$

Avec :

- HMT : Hauteur manométrique totale (m).
- H_g : Hauteur géométrique (m).
- C_{TTPR} : La cote de radier du réservoir+ la hauteur 4 m.
- C_{ST} : La cote de station de pompage.

Tableau V.30: Résultats de calcul HMT

Dext (mm)	Dint (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	N brde Reynolds	λ	Longueur (m)	ΔH_T (m)	Hg (mce)	HMT (mce)
315	244.6	0.092	1.96	479.416	0.068	1068	63.948	57	120.95
400	310.6	0.092	1.21	375.826	0.072	1068	20.322	57	77.322
500	388.4	0.092	0.78	302.952	0.076	1068	7.128	57	64.128

A. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}] \quad (\text{V.7})$$

✚ t : c'est le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas t =20h ;

✚ P : puissance de la pompe en (kW).

➤ **Puissance de la pompe (P):**

C'est la puissance fournie à pompe, définie comme suit :

$$P = g * Q * \text{HMT} / \eta \quad (\text{V.8})$$

Avec:

- ✓ η : Rendement de la pompe en (%) ($\eta = 82\%$) ; ;
- ✓ Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s) ;
- ✓ g: pesanteur.

V.6.4. Frais d'exploitation:

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E * e \quad [DA] \quad (V.9)$$

- E : Energie consommée par la pompe en (Kwh) ;
- e : Prix unitaire d'un Kwh imposé par la SONELGAZ.

V.6.5. Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = Prc * A \quad [DA] \quad (V.10)$$

- Prc: Prix de la conduite en (DA)
- A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (V.11)$$

- i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %en Algérie ;
- n: Nombre d'années d'amortissement, n = 30 ans.

Avec : A=0.0888=8.88%

V.6.6. Frais totaux (bilan total)

Les frais totaux sont calculés par la somme des frais d'exploitation et de ceux- ci d'amortissement :

$$F_t = F_{exp} + F_{am} \quad (V.12)$$

Avec:

- ✓ F_{ex}: Frais d'exploitation en (DA);
- ✓ F_{am}: Frais d'amortissement en (DA).

Tableau V.31: Frais d'investissement (SP-R1500)

D _{ext} (mm)	Prix ml (DA)	Prix etfrais depose (DA)	Longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
315	7588.88	9106.656	1068	8.88	863660.68
400	12110.03	14532.036	1068	8.88	4456440.50
500	19053.81	22864.572	1068	8.88	4721422.08

Tableau V.32: Frais d'exploitation (SP-R1500)

D _{ext} (mm)	HMT (mce)	P (Kw)	E (Kwh)	Frais d'exploitation (DA)
315	120.95	133.045	971228.5	4815028.47
400	77.322	85.0542	620895.66	3078245.46
500	64.125	70.5375	514923.75	2552982.65

Tableau V.33: Frais totaux (SP-R1500)

D _{ext} (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Bilan (DA)
315	863660.68	4815028.47	5678689.15
400	1378195.04	3078245.46	4456440.50
500	2168439.43	2552982.65	4721422.08

Les résultats obtenus montrent que le diamètre ayant un cout total minimum est le diamètre **PEHD 400mm** qu'on retient comme diamètre pour le tronçon SP-R1500. La vitesse d'écoulement et la HMT correspondante sont 1.21m/s et 77.322mce respectivement.

V.7. Conclusion

En conclusion, on peut dire que ce chapitre a fait l'objet d'une étude technico-économique de l'adduction reliant la station de pompage SRF8 et le réservoir R1500 existant sur une longueur L=1068m et avec un débit de refoulement Q= 92l/s.

Le diamètre PEHD ayant un cout total minimum est le diamètre 400mm. La vitesse d'écoulement et la HMT correspondante sont 1.21m/s et 77,3mce respectivement.

A high-speed photograph of a water splash, showing a central crown-like shape with several smaller droplets flying outwards, all set against a light blue background. The splash is centered on a surface, creating concentric ripples.

CHOIX DES POMPES

CHAPITRE VI: CHOIX DES POMPES

VI.1. Introduction

Le pompage d'eau potable est un processus qui implique l'utilisation d'une pompe pour aspirer l'eau de la source et la transporter vers un système de traitement de l'eau ou vers un réservoir de distribution.

Le pompage d'eau potable est un processus crucial pour assurer l'approvisionnement en eau potable à la population. Il est important de s'assurer que l'eau pompée est propre et sans contamination pour protéger la santé publique ; Les opérateurs de pompes doivent suivre des procédures strictes pour garantir que l'eau est traitée correctement et conformément aux normes de qualité de l'eau en vigueur.

VI.2. Généralités sur les pompes

VI.2.1. Définition d'une pompe

Une pompe est un dispositif mécanique qui permet de transférer un fluide d'un endroit à un autre, en utilisant généralement une action de compression ou d'aspiration. La pompe d'eau potable est un équipement utilisé pour pomper l'eau potable depuis une source, telle qu'un puits ou d'aspiration. La pompe d'eau potable est un équipement utilisé pour pomper l'eau potable depuis une source, telle qu'un puits ou une nappe phréatique, vers un système de distribution d'eau potable.

Le processus de pompage d'eau potable comprend plusieurs étapes. Tout d'abord, l'eau est captée à partir de la source d'eau à l'aide de pompes et est acheminée vers une usine de traitement de l'eau. Là, l'eau est traitée pour éliminer les impuretés et les contaminants tels que les bactéries, les virus, les produits chimiques et les métaux lourds.

Après le traitement, l'eau est stockée dans des réservoirs d'eau avant d'être distribuée efficacement de l'eau potable.

Il est important de noter que le pompage d'eau potable peut avoir des effets sur l'environnement, notamment en réduisant les niveaux d'eau souterraine ou de surface.

Il est donc essentiel de gérer les ressources en eau de manière durable afin de garantir un approvisionnement en eau potable suffisant pour les générations présentes et futures.

VI.2.2. Les différents types de pompes et leurs caractéristiques :

Il existe de nombreux types de pompes ; Les pompes sont classées suivant le mode de déplacement des liquides à l'intérieur des pompes nous distinguons deux grandes catégories est :

- ✓ Les turbopompes,

- ✓ Les pompes volumétriques.

VI.2.3. Les turbopompes:

Les turbopompes sont des pompes utilisant une turbine pour fournir de l'énergie cinétique à l'eau afin de la faire circuler. Elles sont souvent utilisées pour pomper de grandes quantités d'eau sur de longues distances, notamment dans les réseaux d'eau potable.

Cependant, il est important de noter que les turbopompes ne sont pas utilisées pour traiter l'eau potable.

Le traitement de l'eau potable est effectué dans des usines de traitement de l'eau, qui utilisent une variété de processus de filtration et de désinfection pour éliminer les contaminants de l'eau avant qu'elle ne soit distribuée aux consommateurs.

Les turbopompes peuvent être utilisées pour pomper de l'eau brute à partir de sources d'eau telles que des rivières, des lacs ou des réservoirs, pour ensuite la diriger vers l'usine de traitement de l'eau.

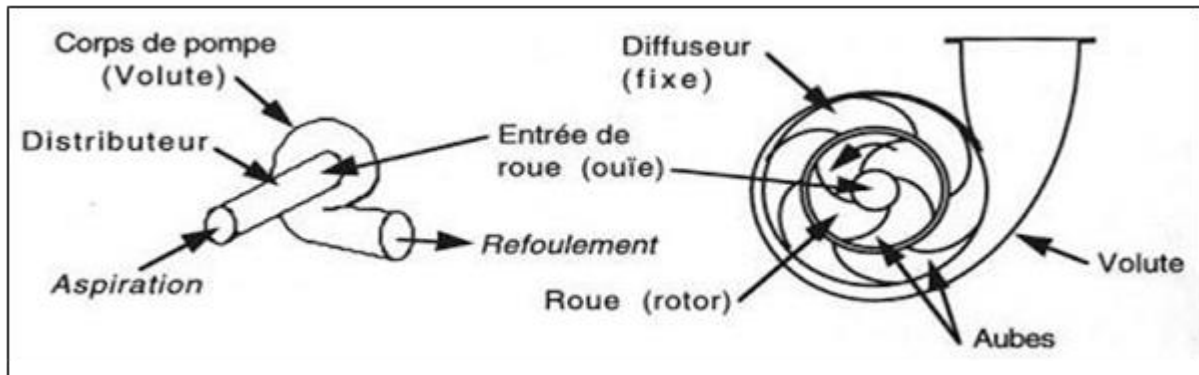


Figure VI.42: pompes centrifuge

Après avoir été traitée, l'eau peut alors être pompée dans les réseaux de distribution d'eau potable à l'aide de pompes à haute pression, qui sont souvent alimentées par des moteurs électriques ou à combustion interne.

Il est important de noter que les turbopompes doivent être entretenues régulièrement pour assurer leur bon fonctionnement et leur efficacité. Des problèmes de maintenance peuvent entraîner des coûts élevés de réparation et de remplacement, ainsi que des temps d'arrêt prolongés pour les réseaux d'eau potable.

VI.2.4. Les pompes volumétriques

Sont pompes qui fonctionnent un volume fixe de liquide à chaque cycle. Elles sont couramment utilisées dans les systèmes de distribution d'eau potable pour maintenir une pression constante et assurer un débit régulier.

Dans les systèmes de distribution d'eau potable, les pompes volumétriques sont généralement utilisées pour pomper de l'eau de source ou de puits dans les réservoirs d'eau ou les tours d'eau pour assurer une pression constante dans les tuyaux de distribution. Ces pompes peuvent être utilisées dans les installations résidentielles, commerciales et industrielles pour fournir de l'eau potable à une variété d'applications, telles que les robinets, les appareils électroménagers.

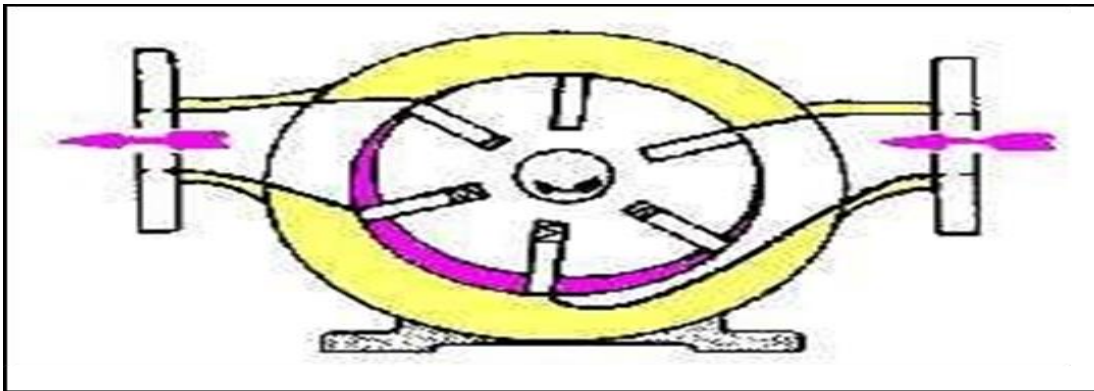


Figure VI.43: pompes volumétrique rotative a un arbre

Il est important de noter que les pompes utilisées pour l'eau potable doivent être conçues et fabriquées conformément aux normes de sécurité et de qualité de l'eau. Les pompes doivent être régulièrement entretenues pour garantir leur bon fonctionnement et leur efficacité à long terme, ainsi que pour assurer que l'eau potable est propre et saine pour la consommation humaine. Elles sont surtout destinées au pompage des fluides visqueux et elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées.

On distingue:

1. Les pompes rotatives,
2. Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenages,
3. Les pompes à piston (alternatives).

VI.3. Choix du type de pompe

Il existe plusieurs types de pompes disponibles sur le marché, chacun avec ses propres avantages et inconvénients.

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit à refouler et la hauteur *HMT* ;

- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Etre fabriquée en série ;
- Charge nette d'aspiration requise ($NPSH_r$) minimale ;
- Le prix et le coût d'installation.

Il est important de prendre en compte les caractéristiques du fluide à votre application.

Il est recommandé de faire appel à un professionnel pur vous aider à faire le choix optimal.

VI.4. Choix du nombre de pompe

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Le cout et la disponibilité sur marché ;
- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) minimale.

Il est important de tenir compte de ces factures pour choisir le nombre de pompes nécessaire pour le système de pompage. Dans certains cas, une seule pompe peut être suffisante, tandis que dans d'autres cas, plusieurs pompes doivent être utilisées pour répondre aux besoins en eau.

Il également important de considérer les couts associés à l'utilisation de plusieurs pompes, tels que les couts d'installation, d'entretien et de consommation d'énergie. Il peut être judicieux de consulter un professionnel qualifié en matière de pompage pour déterminer le nombre de pompe nécessaire pour un système spécifique en fonction et d'autres considérations.

VI.4.1. Couplage en parallèle:

Le couplage en parallèle de pompes est une méthode utilisée pour augmenter le débit d'un fluide dans tuyauterie. Dans cette configuration, plusieurs pompes sont placées en parallèle les unes avec les autres, de manière à ce que le fluide soit aspiré simultanément par chacune des pompes.

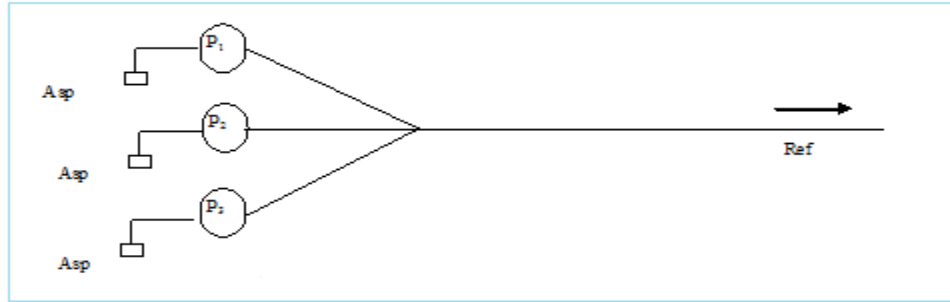


Figure VI.44: Couplage en parallèle de pompes centrifuge

Chaque pompe fournit une partie du débit total, ce qui augmente le débit global du système. Cette méthode est particulièrement utile dans les situations où un débit élevé est nécessaire pour alimenter un système ou pour surmonter les pertes de charge dues à une tuyauterie de grande longueur ou à des restrictions de débit.

Le couplage en parallèle de pompes présente également quelques avantages.

Tout d'abord, il offre une redondance de système, ce qui signifie que si une pompe tombe en panne, les autres pompes peuvent prendre le relais pour assurer le débit de fluide. De plus efficace des pompes en répartissant la charge de manière égale entre elles, ce qui peut réduire l'usure et prolonger la durée de vie des composants des pompes.

Cependant, il est important de noter que le couplage en parallèle de pompes peut également entraîner une augmentation d'énergie, car toutes les pompes fonctionnent, même lorsque le débit requis est faible. Il est donc important de choisir la configuration de couplage appropriée en fonction des exigences spécifiques du système et de son fonctionnement. Dans ce cas, on a:

$$Q_t = Q_1 + Q_2 \quad (\text{VI.1})$$

$$H_t = H_1 = H_2 \quad (\text{VI.2})$$

VI.4.2. Couplage en série:

Le couplage en série de pompes est une méthode utilisée pour augmenter la pression d'un fluide dans un système de tuyauterie. Dans ce type de configuration, plusieurs pompes sont placées en série les unes après les autres, de manière à ce que le fluide soit poussé successivement par chacune des pompes.

Chaque pompe ajoute une quantité de pression au fluide, ce qui totale du système. Cette méthode est particulièrement utile dans les situations où une pression élevée est nécessaire pour alimenter un système ou pour surmonter les pertes de charges dues à une longue tuyauterie ou à des restrictions de débit.

Cependant, le couplage en série de pompes présente également quelques inconvénients. Tout d'abord, il nécessite une coordination précise entre les différentes pompes pour s'assurer qu'elles fonctionnent toutes à la même vitesse. De plus, cette méthode peut entraîner une augmentation de la consommation d'énergie et une usure plus rapide des composants des pompes en raison de la pression élevée à laquelle elles sont soumises.

Dans ce cas, on a :

$$H_t = H_1 + H_2 \quad (\text{VI.3})$$

$$Q_t = Q_1 = Q_2 \quad (\text{VI.4})$$

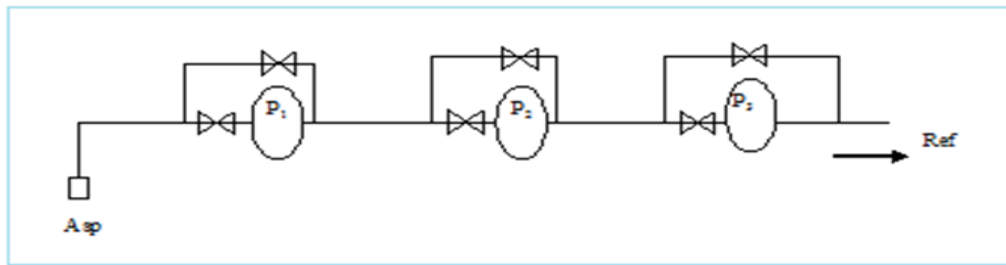


Figure VI.45: Couplage en série des pompes centrifuge

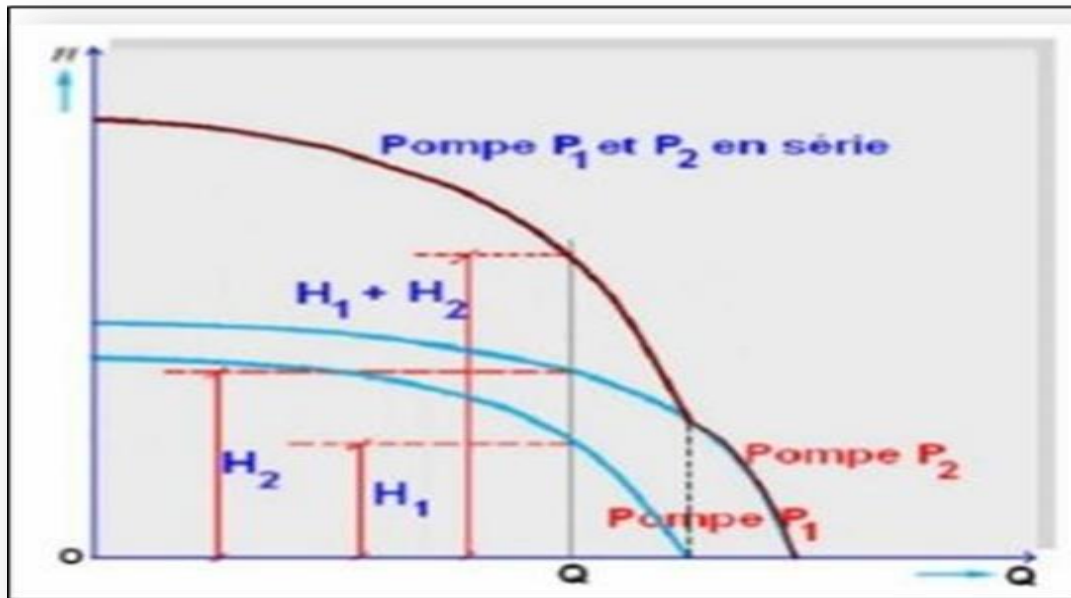


Figure VI.46: Couplage des pompes en série

VI.5. Les courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de pompes représentent la relation entre le débit et la hauteur de refoulement pour une pompe donnée, en supposant que toutes les autres variables, telles que la vitesse de rotation et la densité du fluide, sont constantes.

Il existe deux types de courbes caractéristiques de pompes : les courbes de pompe centrifuge et les courbes de pompe volumétrique.

En général, les courbes caractéristiques de pompes sont utilisées pour déterminer la performance de la pompe dans différentes conditions de fonctionnement. Par exemple, si la pompe doit être utilisée pour une application nécessitant un débit élevé, la courbe de pompe sera utilisée pour déterminer le débit maximal que la pompe peut fournir à cette hauteur de refoulement. Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont pour une vitesse de rotation donnée (mis à part la NPSH) au nombre de trois. Elles sont établies par le constructeur:

- ❖ Courbe débit-hauteur [$H=f(Q)$],
- ❖ Courbe de rendement [$\eta=f(Q)$],
- ❖ Courbe de puissance [$Pa=f(Q)$],
- ❖ Courbe de NPSH [$NPSH=f(Q)$].

VI.5.1. La courbe hauteur/débit:

La courbe hauteur/débit d'une pompe est une représentation graphique de la relation entre la hauteur de refoulement générée par la pompe et le débit de liquide qu'elle peut transférer à cette hauteur. En d'autres termes, cette courbe montre la performance de la pompe en termes de la quantité d'eau qu'elle peut déplacer à différentes hauteurs.

La courbe hauteur-débit est généralement tracée en utilisant des données expérimentales, en mesurant le débit d'eau à différentes hauteurs de refoulement, en maintenant la vitesse de rotation de la pompe constante. En général, cette courbe est inclinée, plus la pompe ne doit travailler pour surmonter la résistance du liquide et de l'ensemble du système.

Elle est d'allure parabolique, de concavité tournée vers le bas, avec deux points caractéristiques. Le point à débit nul et le point laquelle la hauteur est maximal.

Le point nominal correspond au débit pour lequel le rendement passe par son maximum. Ce débit nominal Q_N est le débit de calcul de la pompe. Suivant la position relative du point à débit nul et du point nominal la courbe hauteur/débit de la pompe est dite plate, légèrement tombante.

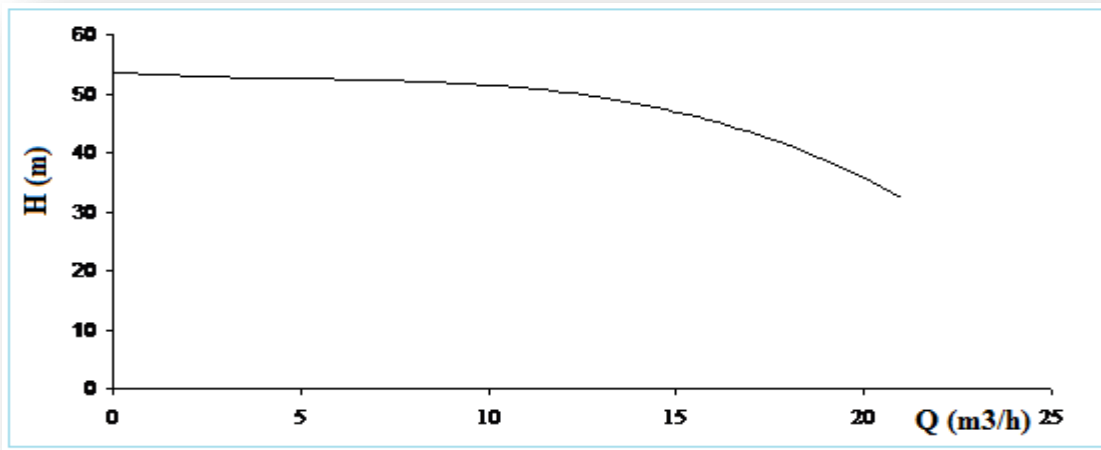


Figure VI.47:le courbe hauteur-débit

Cette courbe est essentielle pour la sélection et le dimensionnement des pompes en fonction des besoins spécifiques d'une application donnée. Les utilisateurs peuvent consulter la courbe pour déterminer si la pompe est capable de fournir le débit et la hauteur de refoulement nécessaires pour leur système.

VI.5.2. La courbe de puissance/débit :

La courbe de puissance/débit d'une pompe représente la relation entre la puissance électrique consommée par la pompe et le débit de liquide qu'elle est capable de fournir à travers un système de tuyauterie ouvert. Cette courbe est généralement tracée à partir des résultats d'essais en laboratoire ou sur le terrain.

C'est également une courbe d'allure parabolique. Elle est descendante ou montante selon le type de pompe. Elle présente un maximum pour un débit élevé que le débit nominal pour une courbe débit/hauteur plate, sensiblement égale au débit nominal pour une courbe débit/hauteur légèrement plongeante, plus faible que le débit nominal pour une courbe débit/hauteur tombante.

La puissance à l'origine n'est pas nulle. Ce fait justifie le choix du mode de démarrage des pompes.

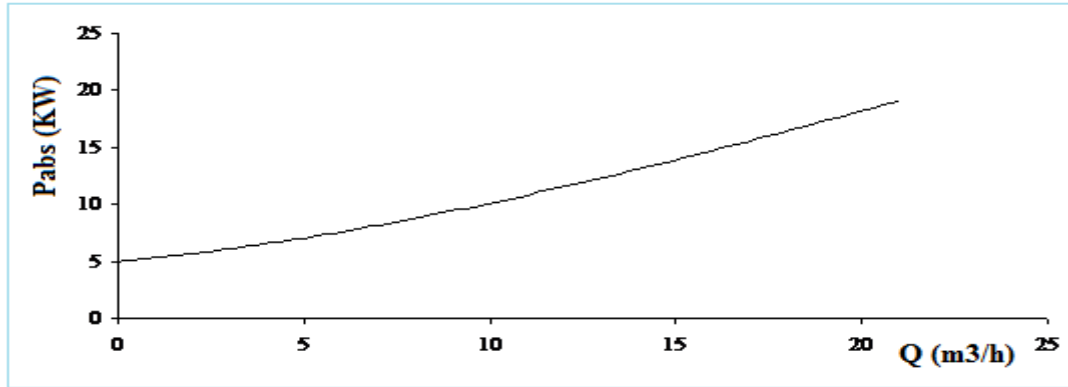


Figure VI.48: la courbe la puissance/débit

La courbe de puissance/débit peut également être utilisée pour déterminer le point de fonctionnement optimal d'une pompe, c'est-à-dire le point où elle fournit le débit et la pression nécessaires avec une consommation l'énergie minimale. Les fabricants de pompes fournissent souvent des courbes de performance pour leurs produits, ce qui aider les ingénieurs et les utilisateurs à sélectionner la pompe la mieux adaptée à leur application.

VI.5.3. Le courbe rendement /débit:

- ✓ La courbe rendement/débit d'une pompe est un graphique qui représente la relation entre le rendement de la pompe et son débit, à des vitesses et des pressions d'entrée données.
- ✓ Le rendement de la pompe est le rapport entre la puissance hydraulique mécanique nécessaire pour l'entraîner. Le débit est la quantité de fluide (liquide ou gaz) que la pompe peut déplacer par unité de temps.

- ✓ Sur la courbe rendement/débit, l'axe horizontal représente le débit de la pompe, exprimé en pourcentage.
- ✓ La courbe du rendement est d'allure parabolique et elle passe par un maximum pour le débit nominal de la pompe.

Il est important de choisir une pompe dont la courbe de rendement/ débit convient à l'application spécifique. Par exemple, pour une courbe nécessitant un débit élevé, il est préférable de choisir une courbe de rendement/débit plate, qui maintient un rendement élevé sur une plage de débits.

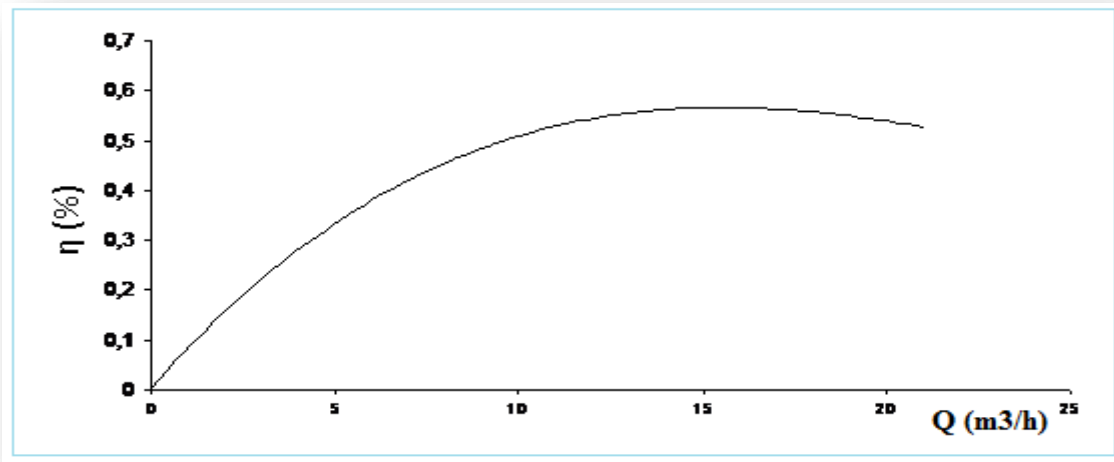


Figure VI.49:le courbe rendement/ débit

VI.6. Puissance absorbée (P_a)

C'est la puissance absorbée par une pompe, c'est-à-dire la puissance nécessaire pour son entrainement mécanique, s'exprime par la relation :

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot H.M.T}{\eta} \quad (VI.5)$$

Avec:

- ✓ P_a : Puissance absorbée en (KW) ;
- ✓ Q : Débit a refoulé en (m³/s) ;
- ✓ $H.M.T$: Hauteur manométrique total en (m) ;
- ✓ η : Rendement de la pompe (%).

VI.7. Description de la pompe:

La SP sera équipée d'une pompe centrifuge multicellulaire à basse pressions à axe horizontal. Une pompe de secours est prévue en cas de panne. Les caractéristiques (voir l'annexe 2) sont résumées dans le tableau (VI.35) :

Tableau VI.34: Caractéristiques de la pompe de la station SRF8

Débit (m ³ /s)	Rendement (%)	HMT (m)	Puissance absorbée (kW)	NPSH requis (m)
0.092	82.2	77.322	84,77	7.93

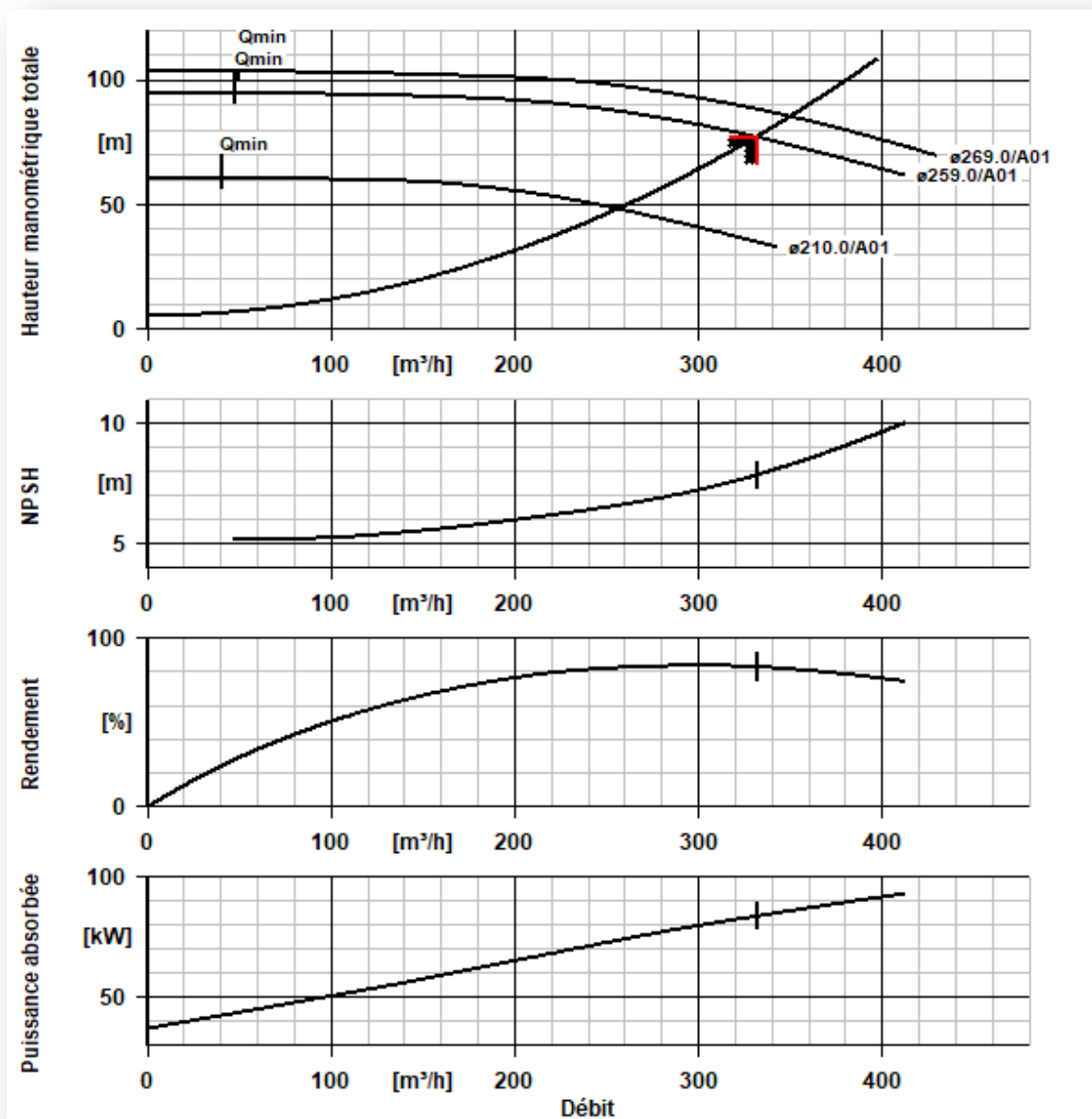


Figure VI.50: Courbes caractéristiques de la pompe

VI.8. Dimensionnement des pompes

A. Conduite d'aspiration :

$$D_a = (1.2-1.5)d_a \quad (\text{VI.6})$$

D_a : diamètre de la tubulure d'aspiration.

Si; $d_a = 258 \text{ mm}$; Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne:

$$\text{A.N : } D_a = 1.5 * 258 = 387 \text{ mm.}$$

Le diamètre normalisé sera égal à $D = 400 \text{ mm}$.

B. Vérification de la vitesse :

$$V_a = Q/S \quad \text{A.N : } V_a = 0.092/0.126 = 0.73 \text{ m/s.}$$

VI.7. Etude de cavitation

La cavitation est le phénomène de formation de bulles de vapeur dans un liquide soumis à une baisse de pression peut être due à la présence d'un corps solide en mouvement dans le liquide (par exemple une hélice), à un changement rapide de direction du flux de liquide, ou à une diminution de la pression atmosphérique.

L'étude de la cavitation est importante dans de nombreux domaines, notamment en mécanique des fluides, en ingénierie marine, en hydraulique. Les effets de la cavitation peuvent être destructeurs pour les équipements, tels que les hélices de navires, les turbines, hydrauliques, les pompes, les vannes et les tuyaux.

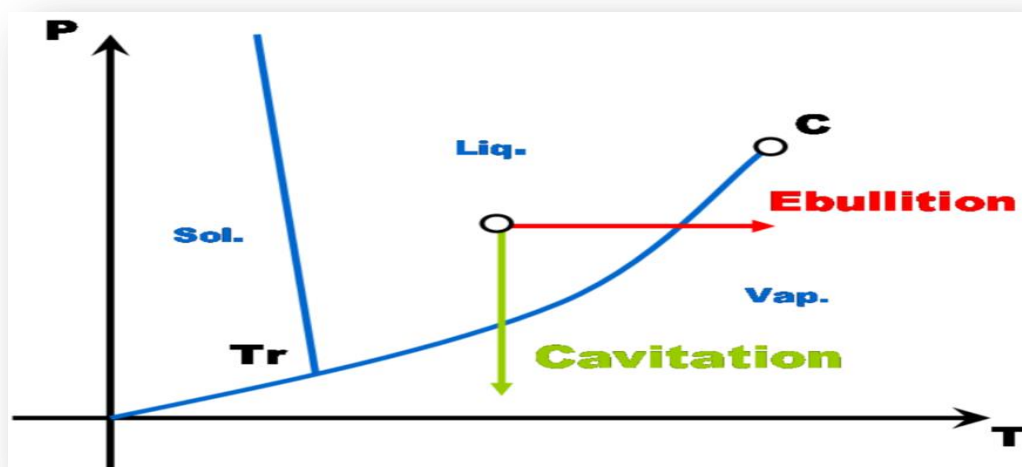


Figure VI.51: la courbe de la cavitation d'une pompe

Pour étudier la cavitation, on utilise généralement des expériences en laboratoire ou des simulations numériques. Les expériences peuvent être effectuées dans des cuves de cavitation, ou des corps solides sont mis en mouvement dans un liquide sous différentes conditions de pression et de vitesse. Les simulations numériques utilisent des modèles mathématiques pour simuler le comportement du liquide et des corps solides en mouvement.

Les outils de mesure de la cavitation comprennent des juges de pression, des caméras hautes vitesse et des capteurs acoustiques. Ces outils permettent de mesurer la formation et le comportement des bulles de vapeur, ainsi que les effets de la cavitation sur les équipements.

Les résultats de l'étude de la cavitation peuvent être utilisés pour concevoir des équipements plus résistants à la cavitation, pour améliorer les performances des équipements existantes, ou pour éviter les effets destructeurs de la cavitation.

Pour éviter tout risque de la cavitation, la condition suivante doit être respectée (Sciences 1995):

$$NPSH_d > NPSH_r$$

- ❖ **NPSH_d** : La charge nette d'aspiration disponible, est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe.
- ❖ **NPSH_r** : La charge d'aspiration requise par le constructeur, est la hauteur minimale de liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au-dessus de l'aspiration pour empêcher la cavitation. Elle dépend de type de la pompe et de point de fonctionnement. Elle est donnée par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.
- ❖ Pour l'aspiration en charge :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} + (H_a - J_a - h_v) \quad (\text{VI.7})$$

Le schéma suivant représente une installation d'une pompe en charge, c'est-à-dire le plan d'aspiration situé en bas du plan d'eau.

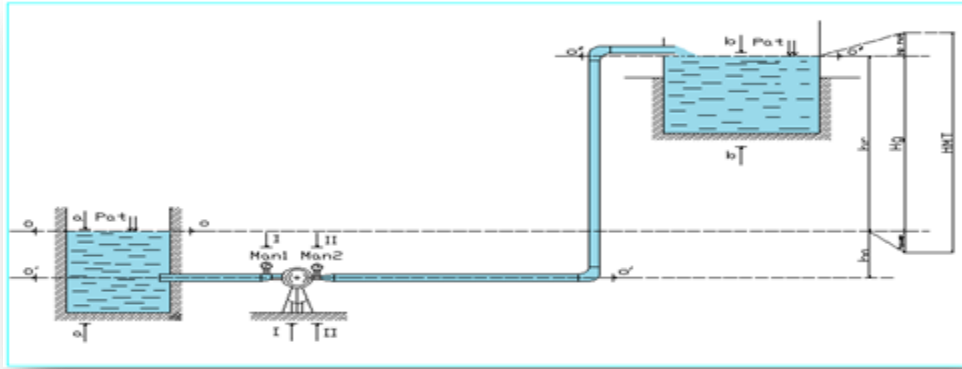


Figure VI.52: Cas d'aspiration en charge

❖ Pour l'aspiration en dépression :

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - (H_a + J_a + h_v) \quad (VI.8)$$

Le schéma suivant représente une installation d'une pompe en dépression, c'est-à-dire le plan d'aspiration situé au-dessus du plan d'eau.

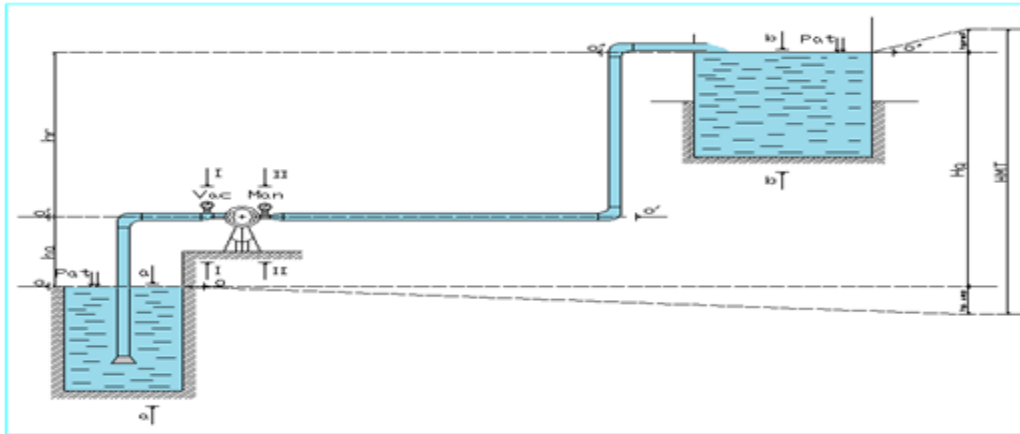


Figure VI.53 : Cas d'aspiration en dépression

Où :

- $\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en mètre de colonne d'eau au plan d'aspiration = $(10.33 - 0.0016C_a)$;


- H_a : Hauteur d'aspiration (m) ;

- J_a : Perte de charge à l'aspiration (m) ;

- h_v : Tension de vapeur (m) à 20°C ;
- C_a : La côte du plan d'aspiration.

Tableau VI.35: Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température

T°C	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
h_v	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.80	10.30

 **Remarque :** Donc la $NPSH_d$ s'identifie à la caractéristique de la conduite utilisée.

$NPSH_r$: Charge nette d'aspiration requise est :

$$NPSH_r = \frac{P'}{\varpi} - h_v \quad (VI.9)$$

Où :

- $\frac{P'}{\varpi}$: Pression absolue à l'entrée de la bride d'aspiration.

➤ **Vérification de la cavitation**

Nous avons une charge nette d'aspiration($NPSH_r$) = 7.93m. La station de pompage sera implanté à la cote 522 m, ce qui donne une pression atmosphérique de:

$$P_{at} = 10.33 - 0.00139 * H \quad (VI.10)$$

A.N : $P_{atm} = 10.33 - 0.00139 \times H = 10.33 - 0.00139 \times 522 = 9.61 \text{ m} ;$

$\Delta H_{asp} = 0 \text{ m.}$

$(NPSH)_r = 7.93 \text{ m} ; \quad T^{\circ} = 25 \text{ }^{\circ}\text{C} \Rightarrow T_v = 0.216 \text{ m.c.e} ;$

$(NPSH)_d = 9.61 + 1 - 0.216 = 10.39 \text{ m} > 7.93 \text{ m.}$

Les résultats suivants ont été dégagés:

$NPSH_r = 7.93 \text{ m} < NPSH_d = 10.39 \text{ m} ;$

Donc le phénomène de cavitation est évité.

VI.8. Point de fonctionnement

Le point de fonctionnement est le point d'intersection de courbe caractérisé le réseau et celle caractérisée la pompe. (ZAREB.K 2020)

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'état de fonctionnement dans lequel la pompe fonctionne lorsqu'elle est en service. Il est déterminé par plusieurs facteurs, notamment la courbe de performance de la pompe, la résistance hydraulique du système et les conditions d'entrée de la pompe. La courbe performance d'une pompe est généralement fournie par le fabricant et indique la relation entre le débit de la hauteur de refoulement (pression) pour une vitesse de rotation donnée. La résistance hydraulique du système est déterminée par la plomberie, les raccords, les vannes et autres composantes qui constituent le système de tuyauterie de la pompe.

Les conditions d'entrée de la pompe, telles que la pression d'entrée, le débit d'entrée et la viscosité du liquide, peuvent également affecter le point de fonctionnement de la pompe. Le point de fonctionnement de la pompe est important car il peut affecter l'efficacité de la pompe et la durée de vie de ses composants. Il est donc important de sélectionner une pompe qui peut fonctionner efficacement dans lequel elle est utilisée, et de surveiller régulièrement le point de fonctionnement pour détecter tout changement dans les conditions du système.

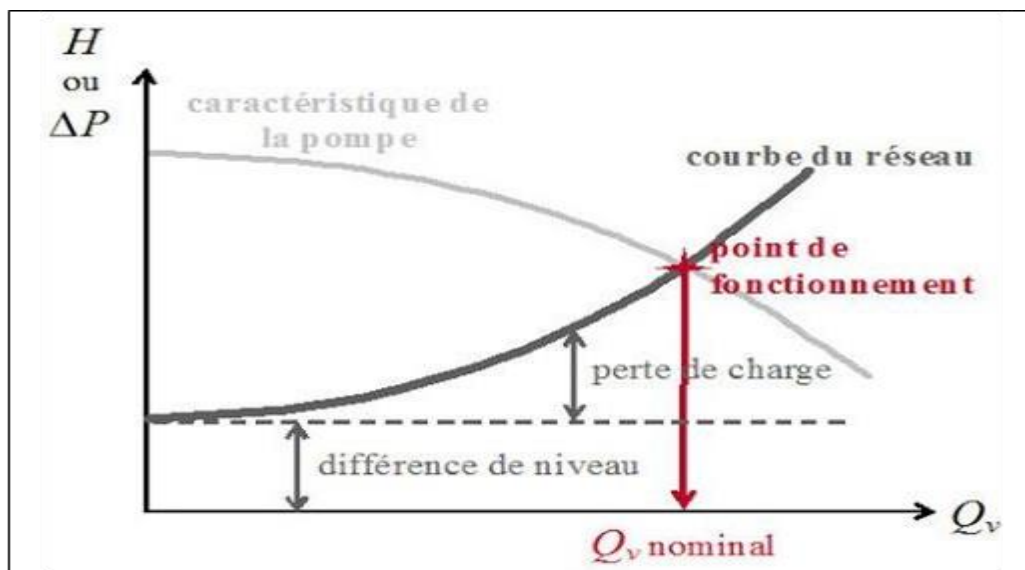


Figure VI.54: point de fonctionnement d'une pompe

VI.9. Le coup de bélier

Un phénomène hydraulique qui se produit dans les conduites d'eau ou les canalisations lorsqu'un fluide en mouvement est brusquement arrêté. Lorsque cela se produit, l'énergie cinétique accumulée dans le fluide est transformée en une onde de pression qui se propage en arrière dans la conduite. Cette onde de pression peut être très

puissante et causer des dommages importants aux tuyaux, aux vannes et aux autres composants de la canalisation.

Les causes les plus fréquentes sont :

- ✚ L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire,
- ✚ La mise en marche ou l'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement,
- ✚ La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier,
- ✚ La mauvaise utilisation des appareils de protection.



Figure VI.55: la conduite à coup bélier

Risques dus aux coups de bélier :

Les risques associés aux coups de bélier comprennent les ruptures de tuyaux, les fuites, les défaillances des vannes, les fissures ou déformations des tuyaux, ainsi que les vibrations et les bruits excessifs. Ces problèmes peuvent entraîner des pannes de l'équipement, des temps d'arrêt de production, des pertes de fluides, des coutes de réparation élevés, vois des blessures pour le personnel.

Pour prévenir les coups de bélier et réduire les risques qui y sont associés, diverses mesures peuvent être prises, notamment :

1. L'installation de dispositifs d'atténuation des coups de bélier tels que des amortisseurs de pulsations, des soupapes de décharge rapides et des vannes anti-coups de bélier.
2. L'utilisation de méthodes de contrôle de débit appropriées pour éviter les variations brusques du flux de fluide.

3. La conception et l'installation adéquates des systèmes de tuyauterie, en tenant compte des caractéristiques hydrauliques du fluide, des pressions de service et des variations de débit.
4. La maintenance régulière des équipements pour détecter les signes précurseurs de problèmes liés aux coups de bélier, tels que les fuites, les vibrations ou les bruits anormaux.

VI.10. Calcul de suppression et de dépression dans la conduite de refoulement

Ces deux phénomènes sont causés par les coups de bélier en ce que :

Cas de la surpression

Résulte par une pression importante se produisant à la suite de la fermeture immédiate ou rapide du bloc de vannes ou après une longue période de dépression causée par l'arrêt brutal de la pompe. Si la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés). (DUPONT 1979)

Cas de dépression :

Résulte par l'apparition d'une pression relative négative, à la suite d'un arrêt brusque d'une pompe ou d'une ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement. Si cette pression devient inférieure à 10 m.c.e il se produira une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau. (DUPONT 1979)

Pour la détermination de ces deux valeurs on utilise les deux formules suivantes :

➤ Cas de la surpression :

$$P_{\max} = H_g + B \quad (\text{VI.11})$$

➤ Cas de dépression :

$$P_{\min} = H_g - B \quad (\text{VI.12})$$

Avec:

- ✓ P_{\max} : Valeur de la suppression (m).
- ✓ P_{\min} : Valeur de la dépression (m).
- ✓ H_g : La hauteur géométrique de refoulement en (m).
- ✓ B : La valeur maximale du coup de bélier (m) ;

$$B = \frac{\alpha \times V_0}{g} \quad (\text{VI.13})$$

Avec :

- ✓ V_0 : La vitesse d'écoulement (m/s).
- ✓ g : Accélération de la pesanteur ($g=9.81 \text{ m/s}^2$).
- ✓ α : Célérité de propagation d'onde (sans unité), elles sont données par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k \frac{D_N}{e}}} \quad (\text{VI.14})$$

Avec :

- ✚ K : Coefficient qui dépend de la conduite, pour le PEHD $k=83$.
- ✚ D : Diamètre intérieur de la conduite (m).
- ✚ e : Épaisseur de la conduite (m).

Tableau VI.36: Résultats de calcul de coup de bélier, pour conduite de PN10

Tronçon	K	α	H_g (m)	D_N (mm)	e (mm)	g (m/s ²)	V (m/s)	B(m)	P_{\max} (m)	P_{\min} (m)
SRF8- R1500m ³	83	276.67	57	277.6	18.7	9.81	0.99	28	85	29

Grâce aux résultats obtenus, nous avons remarqué que la pression admissible par la conduite (PN10) est supérieure à la pression appliquée ($P_{\max} = 85 \text{ m.c.e}$), cela signifie que le choix est approprié.

VI.11. L'automatisation de l'adduction

L'automatisation du pompage présente plusieurs avantages. Elle permet d'améliorer l'efficacité des opérations de pompage en optimisant les paramètres tels que la vitesse de pompage, la pression et le débit. Cela peut réduire la consommation d'énergie et prolonger la durée de vie des équipements de pompage.

L'automatisation de l'adduction nécessite de réaliser :

- L'arrêt du pompage lorsque le niveau d'aspiration dans les réservoirs est au-dessous d'un seuil minimal.
- L'arrêt du pompage quand des réservoirs d'accumulation sont pleins.
- La reprise du pompage dès que le plan d'eau dans les réservoirs d'accumulation s'abaisse au-dessous d'un certain niveau.

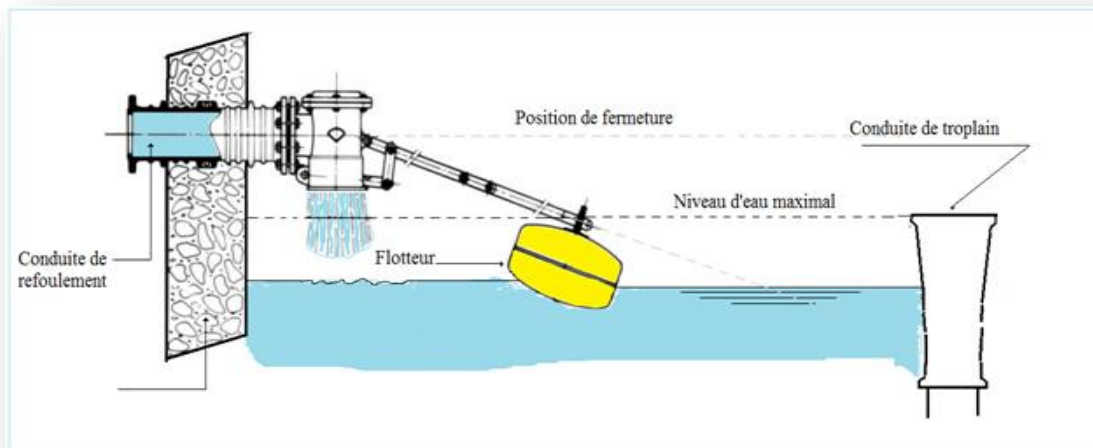


Figure VI.56: Robinet à flotteur

VI.12. Conclusion

Dans ce chapitre, le choix s'est porté sur d'une pompe centrifuge multicellulaire à basse pressions à axe horizontal. La station de pompage sera équipée donc de deux pompes identiques dont le point de fonctionnement $P(Q, H) = (92 \text{ l/s}, 77,3\text{mce})$; une pompe en marche et l'autre de secours, et les courbes caractéristiques et les caractéristiques techniques de ces pompes (voir l'annexe 02).

La comparaison de la charge nette d'aspiration disponible $NPSH_d=10.39\text{mce}$ calculée pour notre installation en charge par rapport à la charge nette d'aspiration requis $NPSH_r=7.93\text{mce}$ nous a permis de conclure que notre pompe fonctionne sans risque de cavitation.

Les résultats du calcul du coup de bélier ont permis de conclure que la valeur maximale de la pression dans la conduite de refoulement ($P_{\text{max}}=85\text{mce}$) est inférieure à la pression nominale $PN_{10}=100\text{mce}$, et que la protection anti-bélier n'est donc pas nécessaire.

A high-speed photograph of a water splash, showing a central crown-like shape with several smaller droplets rising from it, all set against a light blue background. The splash is centered on a surface, creating concentric ripples.

OUVRAGES DE STOCKAGE

CHAPITRE VII : OUVRAGES DE STOCKAGE

VII.1 Introduction

Les ouvrages de stockage d'eau sont des installations hydrauliques conçues pour stocker l'eau et maintenir disponible en quantité suffisante pour répondre aux besoins de la population et besoins de la vie humaine.

VII.2 Les barrages

Le barrage une structure construite sur une rivière ou un fleuve pour retenir l'eau et former un réservoir.

Les barrages peuvent être utilisés pour la production d'énergie hydraulique, la régulation des débits, l'irrigation, l'approvisionnement en eau potable, etc.



Figure VII.57: Barrage de Koudiet Acerdoune (BOUIRA)

VII.3 Châteaux d'eau

Les châteaux d'eau sont des structures emblématiques composées d'une tour surmontée d'un réservoir d'eau. Ils sont souvent en hauteur pour faciliter la distribution de l'eau par gravité. Les châteaux d'eau peuvent être construits en béton, en acier ou en matériaux composites.



Figure VII.58: Châteaux d'eau (Draa el bordj, Bouira)

VII.4 Réservoirs d'eau

Les réservoirs d'eau sont des structures de grande capacité qui peuvent être enterrées ou en surface. Ils sont généralement construits en béton armé ou en acier et sont utilisés pour stocker de grandes quantités d'eau potable. Les réservoirs peuvent être souterrains, semi-enterrés ou aériens, selon les besoins et les contraintes du site.

Pour la construction des réservoirs, on doit déterminer trois points essentiels qui sont :

- Le type de réservoir ;
- La capacité du réservoir ;
- La hauteur du réservoir.

A cet effet, ils doivent satisfaire certains impératifs, à savoir :

- ❖ La résistance;
- ❖ L'étanchéité;
- ❖ Isolation thermique ;
- ❖ La durabilité.

VII.4.1. Résistance de réservoir:

Le réservoir doit dans toutes ses parties équilibrer les efforts auxquels il est soumis (poids propre, charge due au liquide, forces sismiques, effets climatiques).
(GHERNAOUT 2022)

VII.4.1.1. Etanchéité:

L'étanchéité doit toujours assurer dans l'ouvrage pour éviter les fuites du réservoir. Elle est assurée par des matériaux ou produits spéciaux sans influence sur la qualité de l'eau.(GHERNAOUT 2022)

VII.4.1.2. Durabilité:

Le réservoir doit durer dans le temps c'est-à-dire le matériau doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide. (GHERNAOUT 2022)

VII.4.2. Isolation thermique :

Pour les réservoirs enterrés, l'isolation naturelle est généralement suffisante. Pour les réservoirs semi-enterrés et surélevé, l'isolation est obtenue par une couche de gravillon sur le couvercle. Les parois latérales peuvent être isolées en montant parallèlement à la paroi un rang de briques qui retient ainsi une couche d'air. (GHERNAOUT 2022)

VII.4.3. Rôle des réservoirs:

Voici quelques-uns des rôles principaux d'un réservoir d'eau potable :

- a. **Stockage :** les réservoirs d'eau potable sont utilisés pour stocker de grandes quantités d'eau afin de répondre aux besoins de la population ou des industries. Ces réservoirs sont généralement situés à proximité des sources d'eau, comme les usines de traitement de l'eau ou les puits, et peuvent contenir des milliers ou des millions de litres d'eau.
- b. **Stabilisation de demande :** les réservoirs permettent de lisser les variations de demande en eau. Ils sont remplis lors des périodes de faible demande, comme la nuit ou pendant les périodes de moindre consommation, et l'eau est ensuite distribuée pendant les périodes de pointe lorsque la demande est plus élevée. Cela permet de maintenir une alimentation en eau constante et de prévenir les périodes de forte demande.
- c. **Sécurité en cas d'urgence :** les réservoirs d'eau potable jouent un rôle crucial dans la préparation aux situations d'urgence, telles que les catastrophes naturelles ou les pannes d'alimentation en eau. En cas de coupure d'eau ou de contamination de la source principale, les réservoirs peuvent fournir une réserve d'eau essentielle pour la population jusqu'à ce que la situation soit rétablie.
- d. **Distribution régulière :** les réservoirs sont généralement connectés à un réseau de distribution qui achemine l'eau vers les utilisateurs finaux, tels que les habitations, les entreprises et les industries. Les réservoirs assurent une pression d'eau adéquate dans le réseau et permettent une distribution régulière dans différentes zones géographiques.
- e. **Traitement et purification :** dans certains cas, les réservoirs d'eau potable peuvent également être utilisés pour le traitement et la purification de l'eau. Par exemple, certaines réservoirs sont équipés des systèmes de filtration ou de désinfection pour éliminer les impuretés et les contaminants présents dans l'eau brute, améliorant ainsi la qualité de l'eau potable avant sa distribution.

VII.4.4. Classifications des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération (DUPONT 1979) :

VII.4.5.1. Classification selon le matériau de construction :

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

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

VII.4.5.2. Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- ❖ Réservoir en terre ;
- ❖ Réservoir semi-enterré ;
- ❖ Réservoir sur élevés ou sur tour.

VII.4.5.3. Classification selon l'usage:

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

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

VII.4.5.4. Classification selon la forme géométrique :

Généralement on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- ❖ Réservoir cylindrique ;
- ❖ Réservoir rectangulaire (carré) ;
- ❖ Forme quelconque (sphérique, conique, ...).

VII.4.5. Les réservoirs en charge (sous pression) :

Ces réservoirs maintiennent une pression supérieure à la pression atmosphérique au-dessus du plan d'eau par un dispositif de compression. On les retrouve généralement dans le cas d'une injection directe par pompage dans le réseau.

VII.4.6. Choix des réservoirs:

Le choix des réservoirs d'eau potable dépend de plusieurs facteurs, tels que la capacité requise, l'emplacement, la qualité de l'eau, les contraintes budgétaires et les réglementations locales. Voici quelque considération importante lors du choix des réservoirs d'eau potable :

- La condition topographique de la région à desservir ;
- Les conditions hydrauliques (capacité ou volume du réservoir et pression) ;
- Les décideurs (maitre de l'ouvrage : commune, ADE, DRE,...) ;
- Les facteurs économiques ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- La possibilité d'adaptation au réseau. (GHERNAOUT 2022)

VII.4.7. Fonction des réservoirs

Les fonctions d'un réservoir d'eau peuvent varier en fonction de son contexte d'utilisation. Voici des deux principales fonctions d'un réservoir (GHERNAOUT 2022):

- ✚ Des fonctions économiques.
- ✚ Des fonctions techniques.

VII.4.7.1. Fonctions techniques d'un réservoir :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage où les pompes vont refouler suivant un régime constant.
- Assurer la continuité de l'approvisionnement étant donné les répercussions susceptibles d'être provoquées par un arrêt de distribution de l'eau conséquent à un arrêt de pompage suite à :
 - ✓ Un accident au niveau de la conduite principale d'adduction, ou même un simple nettoyage ;
 - ✓ Un accident au niveau de la prise d'eau ;
 - ✓ Une coupure d'électricité.En plus de ça, les réservoirs ont d'autre fonction :
 - ✓ Le réservoir est un régulateur de pression et de débit.
 - ✓ Le réservoir joue le rôle d'un réacteur chimique à la sortie d'une usine de traitement.
 - ✓ Les réservoirs assurent un volume d'eau pour combattre les incendies.

VII.4.7.2. Fonctions économiques d'un réservoir:

Le réservoir est permettre, de réduire les dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes, et arrêt de pompage pendant les heures creuses de la sonelgaz.

VII.4.8. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir est généralement, la présence d'eau dans le réseau de distribution avec un débit et des valeurs de pression appropriés pour répondre aux besoins de la population ; mais on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau. Dans notre cas le niveau de la source (forage -F8- et station de reprise) se situe plus bas que le niveau de l'agglomération. Ce qui implique le remplissage se fera par refoulement (pompage) ;

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité pour assurer le débit et pression souhaitée, et le réservoir doit être construit plus proche de l'agglomération pour réduire les pertes de charges dans le réseau de distribution ;

- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, de préférence situés soit à l'extrémité du réseau, soit à proximité de l'important centre de consommation pour une utilisation optimale du réseau et un bon fonctionnement du réservoir;

- La côte radier du réservoir doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ;

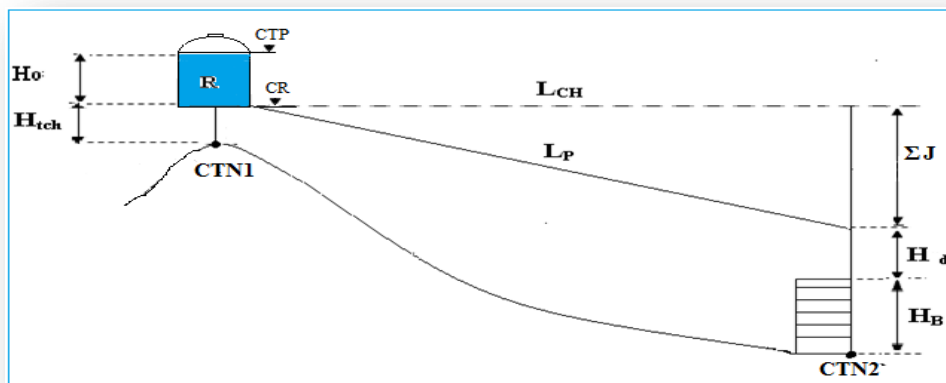


Figure VII.59: Emplacement du réservoir dans une agglomération

Pour choisir l'emplacement du réservoir, on doit tenir en compte la relation suivante :

$$CR = CTN1 + H_{tch} = H_B + H_d + \Sigma J \quad (VII.1)$$

Avec:

- H_o : Hauteur d'eau dans le réservoir ;
- H_{tch} : Hauteur d'élévation ;
- CTN1: Côte du terrain naturel au niveau de réservoir ;
- CTN2: Côte du point critique (Côte du terrain naturel) ;
- L_{CH} : La ligne de charge ;
- L_P : La ligne piézométrique ;
- H_B : Hauteur du bâtiment ;
- H_d : Hauteur demandé ;
- ΣJ : Les pertes de charge de réservoir jusqu'au point critique.

VII.4.9. Equipements des réservoirs:

L'équipement des réservoirs sont présentés dans la figure ci-dessus (BONNIN 1982):

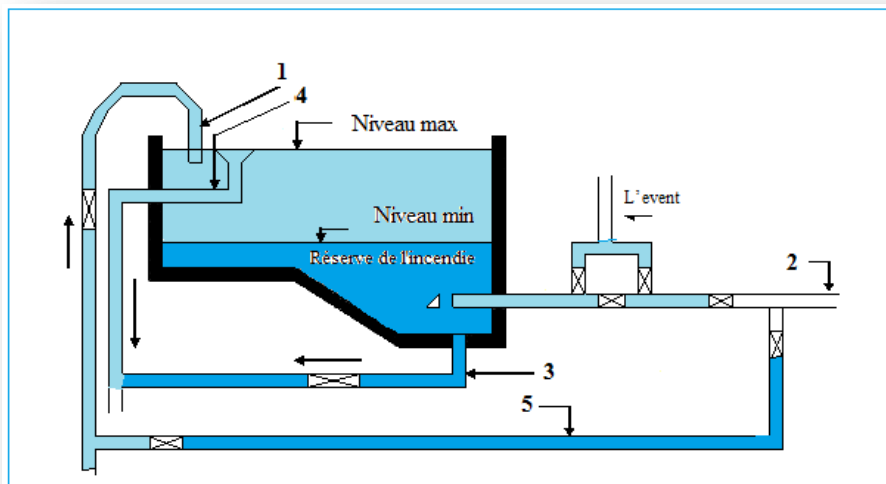


Figure IV.60: Equipement du réservoir

Avec :

- 1 : D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- 2 : Une conduite de départ ou de distribution.
- 3 : Une conduite de vidange.
- 4 : Une conduite de trop-plein.
- 5 : Conduit by-passe.

VII.4.9.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction:

L'arrivée de la conduite d'adduction dans le réservoir doit se faire au-dessus de la surface libre (par sur verse), cela permettra le maintien du couple Q, H de la pompe constant, et une bonne aération de l'eau. L'installation d'un robinet flotteur interrompt l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximum (AYAT et HAMMID 2008).

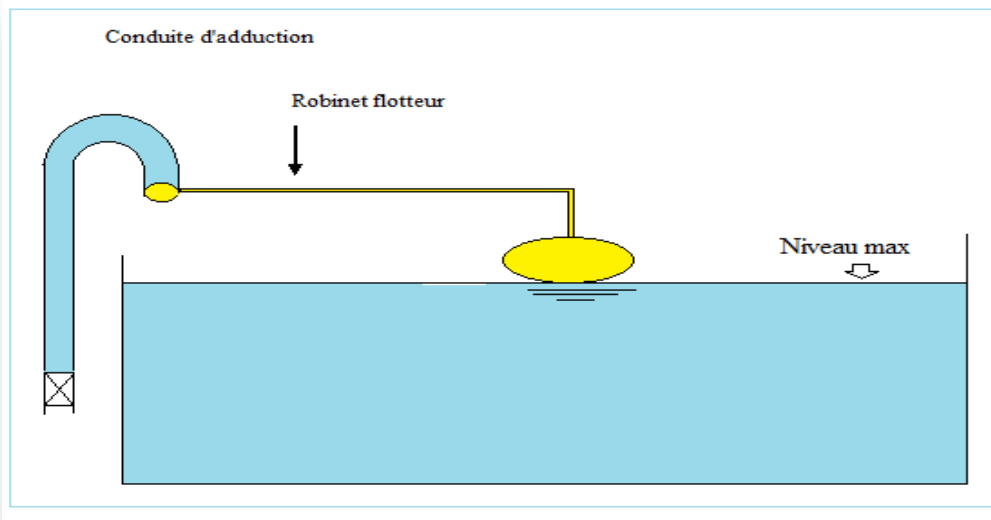


Figure VII.61: Conduite d'arrivée par sur versé

VII.4.9.2. Conduite de départ ou de distribution :

C'est la conduite utilisée pour distribuer l'eau potable aux consommateurs; elle est placée à quelques centimètres (15 à 20 cm) au-dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction des boues ou des sables. L'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène du vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

La conduite de départ est essentielle pour fournir de l'eau aux résidences, aux entreprises et aux infrastructures publiques. Elle implique la planification, la conception, la construction, l'entretien et la gestion du réseau de distribution d'eau afin de garantir un approvisionnement fiable et sécurisé en eau potable.

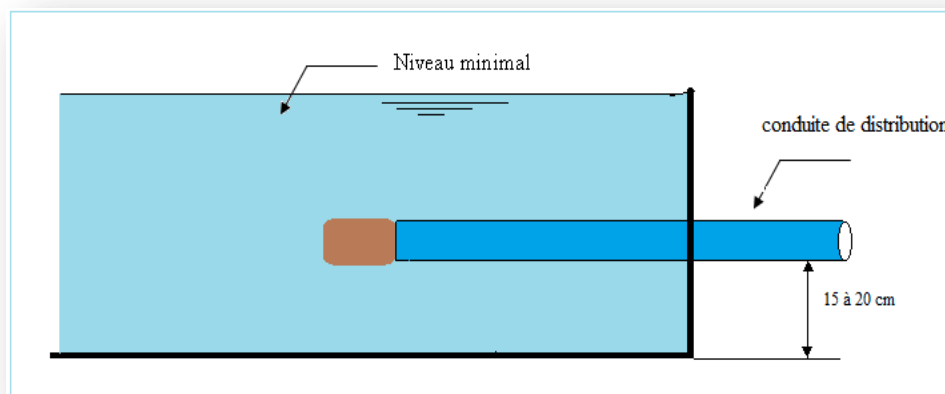


Figure VII.62: Conduite de distribution

VII.4.9.3. Conduite du trop-plein:

La conduite du trop-plein est une mesure de sécurité conçue pour éviter les débordements lorsque le réservoir est rempli au maximum. Lorsque le réservoir atteint sa capacité maximale, le trop-plein permet à l'eau supplémentaire de s'écouler hors du réservoir afin d'éviter tout déversement ou dommage ; quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir. Elle débouchera sur un exutoire voisin par mesure de précaution d'une éventuelle pollution ou introduction d'insectes ou moustiques. Cette conduite, constituée d'un siphon à l'extrémité.

Il est essentiel de maintenir ces dispositifs (le robinet flotteur) de trop plein en bon état de fonctionnement et de les inspecter régulièrement pour s'assurer qu'ils ne sont pas obstrués ou endommagés. Un trop plein défectueux ou bloqué peut entraîner un débordement du réservoir, des fuites d'eau et des dommages potentiels aux infrastructures environnantes.

VII.4.9.4. Conduites de vidange:

Elle permet la vidange du château d'eau, peut-être réalisée pour diverses raisons, telles que l'entretien, le nettoyage ou la réparation du réservoir par la vidange complète et partielle. Elle est munie d'un robinet vanne, qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

VII.4.9.5. Conduit by-pass:

Lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange d'un réservoir non compartimenté, il suffit de disposer d'un bay-passe reliant la conduite d'amenée à la conduite de départ. En marche normale les vannes 1 et 3 sont ouvertes, la vanne 2 est

fermée ; au contraire, pendant que le réservoir est vide, la vanne 2 est ouverte et les vannes 1 et 3 sont fermées pour faciliter et assurer l'accès à l'eau aux consommateurs dans cas exceptionnels et les pannes.

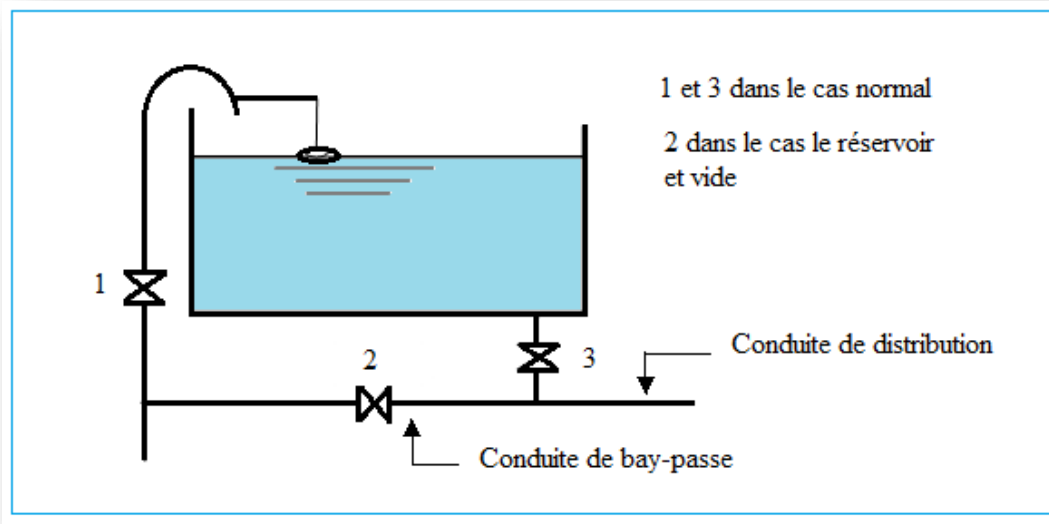


Figure VII.63: La conduite de bay-passe

VII.4.9.6. Les joints d'étanchéité:

Le joint d'étanchéité d'un conduit d'eau est utilisé pour empêcher les fuites et assurer l'étanchéité entre les différents éléments de la conduite, tels que les tuyaux, les parois de réservoir. Il existe différents types de joints d'étanchéité utilisés dans les installations de réservoir d'eau.

Il est important de choisir le bon type de joint d'étanchéité en fonction des exigences spécifiques de l'installation et de bien nettoyer et préparer les surfaces avant d'installer le joint pour garantir une étanchéité efficace.

VII.4.9.7. Système de canalisations:

- **Conduite** : les conduites sont de forme circulaire en fonte ductile, caractérisée par d'excellentes propriétés mécaniques (déformabilité, résistance à la corrosion).
- **Coudes et TE** : Ils sont placés dans la tuyauterie ; le coude permet le changement de direction, le TE permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.
- **Vannes** : les vannes sont des dispositifs utilisés pour réguler le flux d'eau dans les systèmes de distribution d'eau potable. Elles sont essentielles pour contrôler l'approvisionnement en eau, permettant d'isoler des sections spécifiques du réseau ou de couper complètement l'écoulement de l'eau lorsque nécessaire.

- On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction afin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie. A la sortie de la conduite de départ, on admet des vannes papillons (à survitesse) ; utile en cas de vidange rapide.
- **Crépines** : leurs rôles est d'arrêter les corps étrangers qui peuvent exister dans l'eau et qui peuvent endommager le système de canalisation et réseau de distribution pour bien fonctionnement.
- **Robinet à flotteur** : c'est dispositif, il permet de maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans la cuve et ceci en fermant la conduite d'arrivée quand ce niveau est atteint pour protection de réservoir et les conduites et éviter les pertes de l'eau potable.

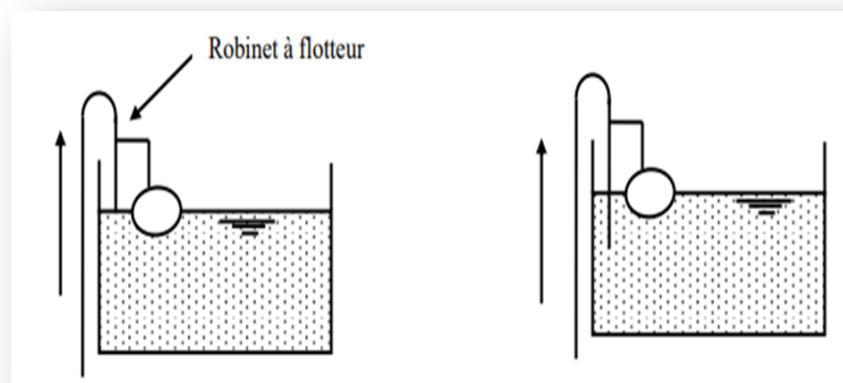


Figure VII.64: Robinet à flotteur

VII.4.9.8. Les fenêtres et Chambre des vannes :

Une fenêtre de réservoir d'eau potable est une ouverture située sur le réservoir permettant de visualiser d'aération et d'accès de réservoir et le niveau d'eau à l'intérieur.

a. Fenêtre d'aération :

Son rôle principal est d'assurer l'entrée et la sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange. (GHERNAOUT 2022)

b. Fenêtre d'accès :

Cette fenêtre constitue un accès pour le nettoyage de la cuve et éventuels traitement et maintenance. Pour accéder au réservoir, on utilise soit une échelle ou des escaliers métalliques ou en béton armé. (GHERNAOUT 2022)

Une chambre des vannes, également connue sous le nom de chambre de régulation ou des vannes de régulation est un ensemble des vannes utilisé dans les systèmes de contrôle de débit d'eau à travers des conduites ou tuyaux. Elle comprend une

vanne de régulation qui peut être ajoutée pour augmenter ou réduire le débit du fluide en fonction des besoins de l'application.

VII.4.10. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale utilisée pour stocker de l'eau à des fins de lutte contre les incendies. Elle est généralement conçue pour fournir une source d'eau faible et immédiate aux pompiers lorsqu'ils combattent un incendie. Les réserves d'incendie peuvent prendre différentes formes et tailles, en fonction des besoins spécifiques de la région.

On a deux systèmes :

- ❖ Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- ❖ Système à siphon : un siphon : est un dispositif installé sur une conduite empêchant l'air de circuler entre ses deux extrémités en raison de l'immersion permanente d'une partie de la conduite. Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

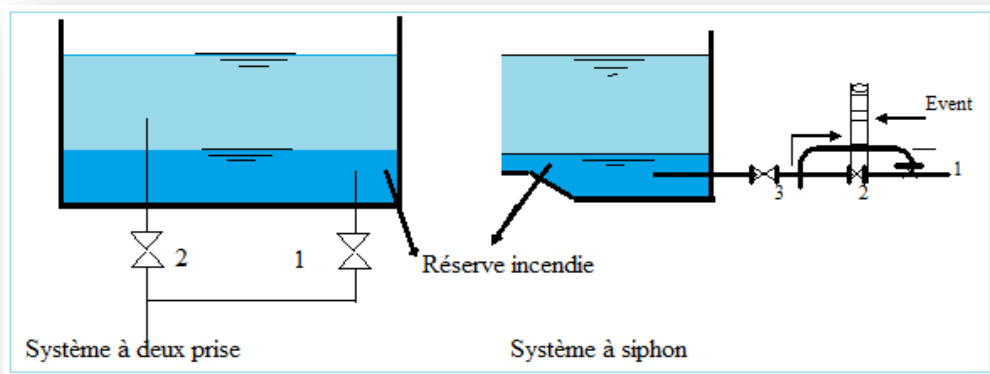


Figure VII.65: Systèmes de réserve d'incendie

VII.4.11. Détermination de la capacité du réservoir :

Dans notre cas, on doit calculer la capacité du réservoir qui doit alimenter la cité de Draa El-Bordj (DEB) et la cité Zerrouki de la ville de Bouira.

Tableau VII.37: Caractéristiques de château d'eau R3

Réservoir	Localité	Altitude (m)	Cote de radier (m)	Cote de T.P (m)	Type	Capacité m ³	Origine de source
R1500	Draa El Bordj	548	575	583	sur élevé	1500	Captage

Source : ADE (unité Bouira)

Dans notre cas, on doit calculer la capacité du réservoir qui doit alimenter secteur de Draa El-Bordj (DEB) cité Zerrouki de la ville Bouira.

Cette dernière doit être déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie. Selon la méthode graphique ou la méthode analytique :

➤ **Méthode analytique :**

Tableau VII.38: Répartition horaire des pourcentages du débit maximum journalier

Heures	Nombre d'habitant				
	<10000	10000-50000	50000-100000	>100000	Aggl. rurale
0-1	01	1,5	03	3,35	0,75
1-2	01	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	01	1,5	2,5	3,3	01
3-4	01	1,5	2,6	3,2	01
4-5	02	2,5	3,5	3,25	03
5-6	03	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	05	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	4,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	06
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	07	05	4,4	4,6	8,5
13-14	07	05	4,1	4,55	06
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	05
15-16	4,5	06	4,4	4,7	05
16-17	05	06	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	05	4,5	4,4	06

19-20	05	4,5	4,5	4,3	06
20-21	4,5	04	4,5	4,3	06
21-22	03	03	4,8	3,75	03
22-23	02	02	4,6	3,75	02
23-24	01	1,5	3,3	3,7	01
Totale	100%	100%	100%	100%	100%

Cette méthode consiste à établir le tableau suivant :

Tableau VII.39: Variation des débits horaires

Heures	Apport	Distribution	Surplus	Déficit	Résidu	Observation
	%	%	%	%	%	%
00-01	5	1.5	3.5		3.5	
01-02	5	1.5	3.5		7	
02-03	5	1.5	3.5		10.5	
03-04	5	1.5	3.5		14	
04-05	5	2.5	2.5		16.5	
05-06	5	3.5	1.5		18	
06-07	5	4.5	0.5		18.5	R_{max}
07-08	5	5.5		-0.5	18	
08-09	5	6.25		-1.25	16.75	
09-10	5	6.25		-1.25	15.5	
10-11	5	6.25		-1.25	14.25	
11-12	5	6.25		-1.25	13	
12-13	5	05		0	13	
13-14	5	05		0	13	
14-15	5	5.5		-0.5	12.5	
15-16	5	06		-1	11.5	
16-17	5	06		-1	10.5	
17-18	5	5.5		-0.5	10	
18-19	5	05	0		10	

19-20	5	4.5	0.5		10.5	
20-21	0	04		-4	6.5	
21-22	0	03		-3	3.5	
22-23	0	02		-2	1.5	
23-24	0	1.5		-1.5	0	
Totale	100	100				

Elle est basée sur le régime de la consommation maximale journalière et le temps du fonctionnement de la pompe. Le volume total du réservoir est déterminé par la formule suivante :

➤ Pour le calcul de la capacité totale du réservoir, on utilise la formule suivante :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad \text{(VII.2)}$$

Avec :

- V_t : Volume total du réservoir (m³) ;
- V_{inc} : Volume d'incendie (120 m³) ;
- V_r : Volume résiduel du réservoir (m³).

$$V_r = \frac{Q_{maxj} \times R_{max\%}}{100} \quad \text{(VII.3)}$$

- $R_{max\%}$: Résidu maximale dans le réservoir (%) est :

$$R_{max\%} = |V(\%) \quad \text{(VII.4)}$$

Maintenant, on peut calculer la capacité totale du réservoir. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau VII.40: Calcul de volume de réservoir

Rmax (%)	Qmaxj (m ³ /j)	Vr (m ³)	V _{inc} (m ³)	V _t (m ³)	V _t (m ³) (Normalisé)
18.5	6625.74	1225.76	120	1345.76	1500

VII.4.12. Dimensionnement du réservoir:

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on calcule alors leur dimension à l'aide des formules :

VII.4.12.1. La section du réservoir

On a :

$$V_r = S \times H \text{ donc : } S = \frac{V_r}{H} \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

V_r : Volume total de réservoir projeté (m³).

S : section de réservoir (m²).

H : hauteur de la lame d'eau le plus souvent entre 3 et 6 m, on prend H=4 m.

VII.4.12.2. Diamètre du réservoir

Le diamètre du réservoir est donné par la formule :

$$D = \sqrt{\frac{4V_t}{H} \pi} \quad (\text{VII.6})$$

VII.4.12.3. Calcul de la hauteur de réserve de feu prévue du réservoir

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_{inc}}{\pi \times D^2} \quad (\text{VII.7})$$

Tableau VII.41: Dimensions du réservoir R1500

$V(\text{m}^3)$	$H(\text{m})$	$S(\text{m}^2)$	$D_{th}(\text{m})$	$V_{inc}(\text{m}^3)$	$H_{inc}(\text{m})$
1500	4	375	21	120	0,35

VII.5 Conclusion

Ce chapitre a fait l'objet de dimensionnement du réservoir, qui devrait alimenter gravitairement et en toute sécurité notre localité de Draa El bordj et la cité Zerrouki en eau potable, durant les trente prochaines années. La capacité du réservoir calculée par la méthode analytique et la méthode graphique est de l'ordre de 1500m³. Sa hauteur H=4m et son diamètre D= 21m. Le réservoir existant suffit donc et il n'est pas nécessaire de projeter un autre réservoir.

En outre, des mesures d'entretien régulières, de surveillance de la qualité de l'eau et de protection contre la contamination sont nécessaires afin de réussir cet ouvrage et assurer un approvisionnement eau potable sûr et fiable.

A high-speed photograph of a water splash, showing a central crown-like shape with several smaller droplets rising from it. The splash is set against a light blue background and creates concentric ripples on the surface below. The text 'CONCLUSION GENERALE' is centered over the splash.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Arrivé au terme de ce modeste travail, nous pensons avoir atteint les objectifs fixés au départ à savoir : le diagnostic et la réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de Draa El bordj et la cité Zerrouki dans la wilaya de Bouira.

Le premier chapitre nous a permis de déterminer les données nécessaires concernant la zone d'étude, du point de vue géographique, démographie, climatique ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront comme des données de base afin de clarifier les diverses caractéristiques qui servent à adapter notre étude au site concerné dans l'objectif d'assurer une bonne étude hydraulique pour l'évaluation de population et l'estimation des besoins en eau de la région d'étude.

L'estimation des besoins maximums en eau de consommation (chapitre II) indique que des débits de 3349.37 m³/j et 6625.74m³/j seront nécessaires pour répondre aux besoins de la région d'étude aux horizons, actuel 2023 et futur 2053, respectivement. Les débits horaires de pointe obtenus par la méthode analytique aux horizons 2023 et 2053 sont 319.25 m³/h et 576.61 m³/h, respectivement.

Le chapitre III a fait l'objet du diagnostic physique des forages, du réseau de distribution, de la station de reprise SRF8 et de l'Ouvrage de stockage R1500 et du diagnostic fonctionnel du réseau de distribution. Le diagnostic physique du réseau de distribution nous a permis de constater plusieurs défaillances des éléments qui le composent. Le réseau de distribution d'un linéaire de 9598ml est un réseau mixte constitué des conduites en amiante ciment et acier de différents diamètres. Toutes les canalisations ont plus de 30 ans, c'est un réseau vétuste qui nécessite un diagnostic et une réhabilitation. La station de pompage SRF8 et tous ses équipements sont généralement en mauvais état. Quant à l'état des forages fournissant un débit 62l/s, de l'adduction et du réservoir R1500, ils sont en bon état.

Le diagnostic fonctionnel du réseau à l'horizon 2023 a permis d'observer que la vitesse est acceptable dans 45% des conduites du réseau et inacceptable dans 55% des tronçons (possibilité de dépôts solides et colmatage des canalisations dans 40%, soit 38 tronçons, et risque de fuites et endommagement des canalisations dans 15%, soit 15 tronçons). Concernant les pressions, elles sont élevées uniquement dans 4 nœuds (5% des nœuds) dépassant légèrement la limite supérieure de 60m. Le changement des diamètres proposé permet d'amener l'eau potable aux différents usagers et à tous les points de l'agglomération en quantité suffisante et avec des vitesses acceptables (entre 0.5m/s et 1.5 m/s) et des pressions suffisantes (<60m). Le diagnostic fonctionnel du réseau existant à l'horizon 2053 a permis d'observer que les pressions sont trop faibles et

inferieures à la limite inférieure 10m dans 31% des nœuds (soit 30 nœuds), et les vitesses sont en dehors de la plage admissible dans 73% des tronçons (70 tronçons), ce qui nécessite la réhabilitation de ce réseau bien avant 2053.

Dans le chapitre IV, nous avons proposé une réhabilitation du réseau de distribution de la cité Draa El bordj et la cité Zerrouki dont le réseau est du type mixte. Après avoir calculé et introduit les différents débits dans le logiciel EPANET avec les altitudes de chaque nœud ainsi que les longueurs et les diamètres des tronçons des conduites, nous avons lancé la simulation à l'heure de pointe et à l'heure de pointe plus incendie à l'horizon 2053. Les résultats ont montré que le réseau proposé (diamètres) de la zone d'étude fonctionne normalement à l'heure de pointe. Les vitesses dans tous les tronçons du réseau sont acceptables et parfaitement dans la fourchette requise entre 0.5 et 1.5 m/s. Les pressions dans tous les nœuds du réseau sont supérieures à 30m et inférieures à 60m. Par conséquent, les dimensions (diamètres) des tronçons calculés sont bonnes et tous les habitants des localités de la région d'étude seront alimentés en eau potable avec des vitesses acceptables et des pressions au sol suffisantes. Les résultats obtenus montrent que les conduites du réseau de distribution dimensionné peuvent fournir à l'heure de pointe plus incendie des vitesses acceptables ($0.5 < v < 2.5 \text{ m/s}$) et des pressions suffisantes ($p < 60 \text{ m}$). Par conséquent, l'extraction d'un débit d'incendie de 17 l/s pour l'extinction du feu n'entrave pas le bon fonctionnement de notre réseau de distribution.

Le chapitre V a fait l'objet d'une étude technico-économique de l'adduction reliant la station de pompage SRF8 et le réservoir R1500 existant sur une longueur $L=1068 \text{ m}$ et avec un débit de refoulement $Q=92 \text{ l/s}$. Le diamètre PEHD ayant un cout total minimum est le diamètre 400mm. La vitesse d'écoulement et la HMT correspondante sont 1.21m/s et 77,3mce respectivement.

Dans Le chapitre VI, le choix des pompes de la station de pompage a été faite à l'aide. Le choix s'est porté sur une pompe centrifuge multicellulaire à basse pressions à axe horizontal. La station de pompage sera équipée donc de deux pompes identiques de dont le point de fonctionnement $P(Q, H) = (92 \text{ l/s}, 77,3 \text{ mce})$; une pompe en marche et l'autre de secours et les courbes caractéristiques et les caractéristiques techniques de ces pompes (**voir l'annexe 02**).

La comparaison de la charge nette d'aspiration disponible $NPSH_d=10.39 \text{ mce}$ calculée pour notre installation en charge par rapport à la charge nette d'aspiration requis $NPSH_r=7.93 \text{ mce}$ nous a permis de conclure que notre pompe fonctionne sans risque de cavitation. Les résultats du calcul du coup de bélier ont permis de conclure que la valeur maximale de la pression dans la conduite de refoulement ($P_{\text{max}}=85 \text{ mce}$) est inférieure à la pression nominale $PN_{10}=100 \text{ mce}$, et que la protection anti-bélier n'est donc pas nécessaire.

Le chapitre VII a fait l'objet de dimensionnement du réservoir, qui devrait alimenter gravitairement et en toute sécurité notre localité de Draa El bordj et la cité Zerrouki en eau potable, durant les trente prochaines années. La capacité du réservoir calculée par la méthode analytique et la méthode graphique est de l'ordre de 1500m^3 . Sa hauteur $H=4\text{m}$ et son diamètre $D= 21\text{m}$. Le réservoir existant suffit donc et il n'est pas nécessaire de projeter un autre réservoir. En outre, des mesures d'entretien régulières, de surveillance de la qualité de l'eau et de protection contre la contamination sont nécessaires afin de réussir cet ouvrage et assurer un approvisionnement eau potable sûr et fiable.

Ce travail doit être élargi pour qu'il puisse cerner les problèmes liés à l'alimentation en eau potable en général surtout le volet des besoins d'habitants et la qualité.

En guise de conclusion, il faut reconnaître que ce modeste travail nous a offert l'opportunité de mettre en œuvre les connaissances et les informations scientifiques acquises; et nous avons pu acquérir une expérience professionnelle grâce aux multiples collaborations partagées pendant la période de stage.

A high-speed photograph of a water splash, showing a central crown-like shape with several smaller droplets and ripples on the surface below. The water is clear and blue-tinted, set against a light blue background.

**REFERENCE
BIBLIOGRAPHIQUE**

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

1. ADOUR-Garonne, L.d. *Connaissance et maitrise des pertes dans les réseaux d'eau potable*. 2005.
2. Allal M. A., Abdelbaki C. et Djelloul Smir S. M. *Une approche qualité totale pour la gestion des réseaux d'alimentation en eau potable - Cas du groupement urbain de Tlemcen (Algérie)*. universitaires européennes, 2012.
3. AYAT, A, et Nabil HAMMID. *Etude d'une chaine d'AEP du village Tifrih à partir de la nappe de la Soummam. Mémoire fin d'étude, université de Bejaia*. 2008.
4. Blindu, I. *Outil d'aide au diagnostic du réseau d'eau potable pour la ville de Chisinau par analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques. Thèse de doctorat, Ecole nationale supérieure des mines de Saint-Etienne, France, 304 p*. 2004.
5. BONNIN, J. *Aide-mémoire d'hydraulique urbain*. eyrolles, 1982.
6. Choux, B. *Modélisation des réseaux d'eau potable, compatibilité avec la cartographie informatisée, L'eau -L'industrie -Les nuisances N°141 pp48-50*. 1990.
7. DUPONT, André. *Hydraulique urbain*. Eyrolles, 1979.
8. GHERNAOUT, R. *Alimentation en eau potable des agglomérations*. 2022.
9. Godart, H. *Adduction et distribution d'eau , Techniques de L'ingénieur,ref: C5195* . 2000.
10. Lynda, TAIBI. *Dimensionnement de réseau d'alimentation en eau potable de la caserne de Béni Messous,wilaya d'Alger*. Bouira: Université Akli Mohand Oulhadj -Bouira- institute de technologie., 2019.
11. Sciences, EDP. *Cavitation - Mécanismes physiques et aspects indusriels* .Récupéré sur WIKIWAND. 1995.
12. Valiron, F. *Mémento du gestionnaire d'alimentation en eau et de l'assainissement.Tome,I: eau dans la ville alimentation en eau.Lyonnaise des eaux*. Lavoisier, 1994.

13. ZAREB.K. *Mémoire de fin d'étude de Licence . Etude technico-économique d'une adduction d'un forage à un réservoir « Localité EL KAF LAHMAR ».* Bouira : s.n. Vol. 38 p. Bouira., 2020.



Annexes

Annexe 01 :

Tableau VI.1 : Paramètres physicochimiques (OMS 1986)

Paramètre	Unités	Niveau de guide	Concentration maximale admissible
Température	0°C	12	25
pH	Unité PH	6,5 < PH < 8,5	9,5
Conductivité	Us /cm	400	1250
Chlorure	mg/l	25	200
Sulfates	mg/l	25	250
Calcium	mg/l	100	/
Magnésium	mg/l	30	50
Sodium	mg/l	20	100
Potassium	mg/l	10	12
Ammonium	mg/l	0,05	0,5
Nitrite	mg/l	0,01	0,1
Nitrate	mg/l	25	50
Fer	mg/l	50	200
Fluor	mg/l	400	5000
Chlorerésiduel	mg/l	100	250
Argent	mg/l	/	10
Phosphore	mg/l	700	1500
Bicarbonate	mg/l	/	/
Dureté (TH)	D°F Mg/l Caco ₃	35 350	/

Tableau VI.2 : Paramètres bactériologiques (OMS 1986)

Paramètres	Eau non traitée	Eau à la distribution
Germes totaux à 37°C	5mg/l	2
Germes totaux à 22°C	100	200
Coliformes	3	0/100
Escherichia coli	0/100	0/100
Streptocoques fécaux	0/100	0/100
Clostridium sulfonréducteurs	2/20	0/5
Salmonelles	0	0/5
Vibrions cholérique	0	0

Annexe 02 : Choix des pompes

Feuilles de données



N° de poste client:
Date de communication:
N° de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 5736981
Poste: 100
Date:
Page: 1 / 12

ETN 125-100-250 GGSAA11GD309002B

No. de version:

Pompe centrifuge basse pression Etanorm

Caractéristiques de fonctionnement N° de point 1 (Définissant)

Débit demandé	331,20 m ³ /h	Débit	331,34 m ³ /h
Caractéristiques de fonctionnement déterminées pour pression maxi d'aspiration		Hauteur manom étrique tot.	77,34 m
Hauteur manom étrique totale demand ée	77,32 m	Rendement	82,2 %
Liquide pomp é	Eau	MEI (indice de rendement minimum)	≥ 0,60
Informations détaillées sur le fluide pomp é	Eau pure Ne contenant pas de substances attaquant chimiquement ou mécaniquement les matériaux	Puissance absorb ée	84,77 kW
Température ambiante maximale	20,0 °C	Vitesse de rotation pompe	2963 rpm
Température ambiante minimale	20,0 °C	NPSH requis	7,93 m
Température liquide pomp é	20,0 °C	Pression de service admissible	16,00 bar.r
Densité liquide pomp é	998 kg/m ³	Pression de refoulement	13,57 bar.r
Viscosité liquide pomp é	1,00 mm ² /s	Hauteur à débit nul	95,89 m
Pression d'aspiration min.	0,04 bar.r	Débit mini pour marche continue stable	47,87 m ³ /h
NPSH disponible	10,39 m	Débit massique mini pour marche continue stable	13,27 kg/s
Débit massique	91,85 kg/s	Débit massique max. admissible	114,57 kg/s
Puissance max. courbe	93,95 kW	Exécution	Pompe simple 1 x 100 % tolérances selon ISO 9906 classe 3B

N° de point 2

Débit demandé	331,20 m ³ /h	Débit	331,34 m ³ /h
Hauteur manom étrique totale demand ée	77,32 m	Hauteur manom étrique tot.	77,34 m
Température ambiante maximale	20,0 °C	Rendement	82,2 %
Température ambiante minimale	20,0 °C	MEI (indice de rendement minimum)	≥ 0,60
Température liquide pomp é	20,0 °C	Puissance absorb ée	84,77 kW
Densité liquide pomp é	998 kg/m ³	Vitesse de rotation pompe	2963 rpm
Viscosité liquide pomp é	1,00 mm ² /s	NPSH requis	7,93 m
Pression d'aspiration max.	6,00 bar.r	Pression de service admissible	16,00 bar.r
Pression d'aspiration min.	0,04 bar.r	Pression de refoulement	13,57 bar.r
NPSH disponible	10,39 m	Hauteur à débit nul	95,89 m
Débit massique	91,85 kg/s	Débit mini pour marche continue stable	47,87 m ³ /h
Puissance max. courbe	93,95 kW	Débit massique mini pour marche continue stable	13,27 kg/s
Débit massique max. admissible	114,57 kg/s	Exécution	Pompe simple 1 x 100 %

Feuilles de données



N° de poste client:
Date de communication:
N° de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 5736981
Poste: 100
Date:
Page: 2 / 12

ETN 125-100-250 GGSAA11GD30902B
Pompe centrifuge basse pression Etanom

No. de version:

Exécution

Norme de pompe	EN 733	Code matériau	BQ1EGG-WA
Exécution	Pour montage sur socle	Code	11
Mode d'installation	Horizontale	Mode de fonctionnement	AGarniture mécanique simple (couverture A)
Diamètre nominal tubulure d'aspiration	DN 125	On suppose que le fluide ne contient pas de substances solides	
Pression nom. aspiration	PN 16	Chambre de garniture	Chambre d'étanchéité conique (couverture A) avec
Position tubulure d'aspiration	axial	Protection contre les contacts	fortuits
Dimensions de la bride d'aspiration selon norme	EN1092-2	Bague d'usure	Bague d'usure
Bride d'aspiration al. éssée	EN1092-2	Diamètre de roue	258,0 mm
Diamètre nom. refoulement	DN 100	Section de passage	18,8 mm
Pression nom. refoulement	PN 16	Montage de pompe sans silicone	Oui
Position tubulure de refoulement	en haut (0°/360°)	Type de palier	Norme Eau Standard
Dimensions de la bride de refoulement selon norme	EN1092-2	Taille lanterne de palier	35
Bride de refoulement al. éssée selon norme	EN1092-2	Joint de palier	Joint trapézoïdal
Forme surface étanchéité	Face surélevée (forme B suiv. EN 1092)	Type de palier	Paliers à roulements
Étanchéité d'arbre	GM à simple effet	Type de lubrification côté entraînement	Graisse
Fabricant étanchéité arbre	KSB	Couleur	bleu d'outremer (RAL 5002)
Type de garniture d'étanchéité	1		bleu KSB

Feuilles de données



N° de poste client:
Date de communication:
N° de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 5736951
Poste: 100
Date:
Page: 3 / 12

ETN 125-100-250 GGSAA11GD309002B
Pompe centrifuge basse pression Etanorm

No. de version:

Entraînement, accessoires

Fabricant d'accouplement	Flender	Courant nominal	152,0 A
Type d'accouplement	Eupex N	Rapport d'intensité à de débrayage I _A /I _N	8,4
Taille nominale	160	Classe d'isolement	F suivant IEC 34-1
Type protecteur d'accouplement	Exécution légère, non praticable (ZN79)	Indice de protection moteur	IP55
Taille de protège- accouplement	B169	Cos phi à 44 de charge	0,89
Matériau de protège- accouplement	Acier galvanisé ST T2N	Rendement du moteur à 44 de charge	95,8 %
Type de socle	Profilé en U/profil chanfrein à 118	Captur temp.	3 therm. PTC
Taille de socle		Pos. boîte à bornes	0°/360° (en haut) Vue sur la bride d'aspiration 450 / 650 V
Type d'entraînement	Moteur électrique	Bobinage moteur	
Norme d'entraînement m.éc.	IEC	Nombre de p.ôles	2
Marque moteur	KSB-Moteur	Type de couplage	triangle
Moteur fourni par	Moteur standard livré par KSB - monté par KSB	Méthode de refroidissement moteur	Ventilation extérieure
Type de construction moteur	B3	Matériau moteur	Fonte grise GG/Fonte
Taille moteur	280M	Niveau de pression acoustique du moteur	73 dBA
Classe de rendement	Classe de rendement IE4 suivant IEC60034-30-1	Les caractéristiques moteur peuvent s'écarter de celles indiquées sur la plaque signalétique. Les caractéristiques moteur décrivent la spécification fonctionnelle à électionnée par KSB et sont utilisées pour la sélection de la pompe.	
Vitesse de rotation	2985 rpm	Homologation CE	Oui
Fréquence	50 Hz	Homologation EAC	Oui
Tension nominale	400 V	Vidange condensat. moteur	Oui
Puissance nominale P2	90,00 kW	Température ambiante	40,0 °C
Réserve disponible	5,17 %	Humidité absolue max. de l'air	30 %
		Sonde de température palier moteur	Sans
		Conformité UKCA	Oui

Matériaux G

Remarques 1

Critères généraux d'évaluation en présence d'une analyse de
l'eau : pH \geq 8,5 ; teneur en chlorures (Cl) \leq 250 mg/kg.
Chlore (Cl2) \leq 0,8 mg/kg.
Volatils (102) Fonte grise EN-GJL- 250/A48CL35B || Couverde de corps (161) | Fonte grise EN-GJL- 250/A48CL35B |
Arbre (210)	Acier de traitement C45+N
Roue (230)	Fonte grise EN-GJL- 250/A48CL35B
Support de palier (330)	Fonte grise EN-GJL- 250/A48CL35B
Joint plat (400)	DPAF DW001

Bague d'usure (502.1)	Fonte grise GG/Fonte
Bague d'usure (502.2)	Fonte grise GG/Fonte
Chemise d'arbre (523)	Acier CrNiMo
Chemise de protection d'arbre (524)	Sans
Goujon (502)	Acier S.5
Ecrou (920.01)	8+A2A/ 8+B633 8C1 TP3
Ecrou (920.95)	Acier 8

Feuilles de données



N° de poste client:
Date de communication:
N° de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 5736981
Poste: 100
Date:
Page: 4 / 12

ETN 125-100-250 GGSAA11GD309002B
Pompe centrifuge basse pression Etanom

No. de version:

Emballage

Classe d'emballage	A0	Emballage au choix de KSB	Emballage pour transport	Camion
Emballage pour stockage		Intérieur		

Plaques signal étiques

Langue plaque signal étique: international

Feuilles de données



N° de poste client:
Date de communication:
Nr de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 5736981
Poste: 110
Date:
Page: 5 / 12

PumpMeter

No. de version:

Capteur de pression intelligent PumpMeter - avec affichage local du point de fonctionnement

Description générale :

PumpMeter est un capteur de pression intelligent avec affichage local des valeurs de mesure et des caractéristiques de fonctionnement de la pompe, complètement monté en usine et paramétré en fonction de votre pompe individuelle. Après le raccordement du PumpMeter au moyen d'un connecteur M12, il est immédiatement opérationnel. Le PumpMeter enregistre le profil de charge de la pompe en fonctionnement pour signaler les potentiels d'optimisation émettant en termes d'augmentation de l'efficacité énergétique et de disponibilité de votre système de pompage.

Module d'affichage :

Module d'affichage avec écran rétro-éclairé pour l'affichage local des valeurs de mesure et paramètres de fonctionnement de la pompe, symboles intuitifs et internationalement compréhensibles, affichage orientable par angle de 90°.

Valeurs d'affichage :

pression d'aspiration, pression à l'aspiration de la pompe en bar, pression relative
pression de refoulement, pression à la sortie de la pompe en bar, pression relative
pression différentielle entre l'aspiration et le refoulement de la pompe en bar
affichage qualitatif du point de fonctionnement

Raccordement du module d'affichage par connecteur M12 x 1, 5 pôles, pour l'alimentation électrique et l'exploitation d'interfaces de communication. Mise à disposition de la pression de refoulement mesurée ou de la pression différentielle calculée de la pompe (au choix) via une sortie analogique 4 ... 20 mA ou une interface série utilisable alternativement RS 485, Modbus RTU.

Communication par interface Service RS232 pour le paramétrage.
Paramétrage en usine en fonction de la pompe individuelle.

Capturs :

Deux transmetteurs de pression relative, montés en usine à l'aspiration et au refoulement de la pompe et raccordés par connecteur au module d'analyse.

Précision de mesure (total des erreurs par rapport à la plage de mesure) :

±1% pour température de fluide -10 ... 100 °C
±2,5% pour température de fluide -30 ... -10 °C et 100...140 °C

Matériau de la cellule de mesure : acier inox (sans joint)

Plages de mesure disponibles :

-1 ... 10 bar (pression relative)
-1 ... 16 bar (pression relative)

Conditions ambiantes :

Classe de protection : IP 65

Température ambiante :
-30°C ... 80°C (transport, stockage)
-10°C ... 60°C (service)

Température du fluide : -30°C ... 140°C

Résistance du matériau :

Résistant aux rayons ultraviolets (installation extérieure possible)
Résistant à la plupart des détergents courants
Résistant au brouillard d'huile

Sans silicone :

Exempt de substances altérant l'adhérence de la peinture

Caractéristiques électriques :

Tension :
24V DC ± 10%, 140 mA min.
Interfaces utilisables alternativement :
4 ... 20 mA, 3 conducteurs (pression de refoulement ou pression différentielle)
RS485, Modbus RTU (esclave)
Interface Service : RS232
Compatibilité électromagnétique :
EN 61326-1 (immunité aux perturbations : industrie, émission de perturbations : environnements résidentiels)

Feuilles de données



N° de poste client:
Date de communication:
Nr de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 5736981
Poste: 110
Date:
Page: 6 / 12

PumpMeter
Capteur de pression intelligent PumpMeter - avec affichage local du point de fonctionnement

No. de version:

Fiche technique compacte

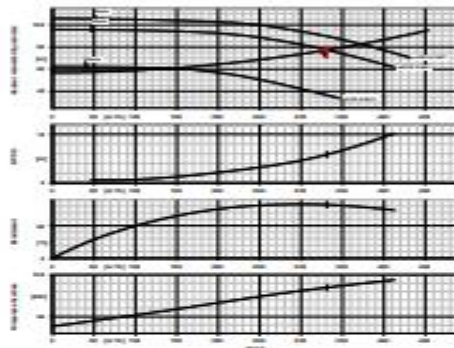


N° de poste client:
Date de communication:
N° de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 5736981
Poste:100
Date:
Page: 7 / 12
No. de version:

ETN 125-100-250 GGSAA11GD309002B

Pompe centrifuge basse pression Etanorm



Volute (102) Forte grise EN-GJL-250/A45CL35B
Couvercle de corps (181) Forte grise EN-GJL-250/A45CL35B
Arbre (210) Acier de traitement C45+N
Roue (230) Forte grise EN-GJL-250/A45CL35B

Caractéristiques de fonctionnement N° de point 1 (Définissant)

Caractéristiques de fonctionnement d'établies pour pression max d'aspiration

Liquide pompé	Eau pure
Informations détaillées sur le fluide pompé	Ne contiennent pas de substances attaquant chimiquement ou mécaniquement les matériaux.
Température ambiante maximale	20,0 °C
Température ambiante minimale	20,0 °C
Température liquide pompé	20,0 °C
Débit	331,34 m³/h
Hauteur manométrique tot.	77,34 m
Rendement	82,2 %
MEI (indice de rendement minimum)	≥ 0,60
Puissance absorbée	84,77 kW
Vitesse de rotation pompe	2963 rpm
Operating pressure	15,38 bar z
NPSH disponible	10,39 m
Exécution	Pompe simple 1 x 100 %

Exécution

Norme de pompe	EN 733
Exécution	Pour montage sur socle
Mode d'installation	Horizontale
Diamètre nominal tubulure d'aspiration	DN 125
Bride d'aspiration alésée selon norme	EN1092-2
Diamètre nom. refoulement	DN 100
Pression nom. refoulement	PN 16
Bride de refoulement alésée selon norme	EN1092-2
Forme surface étanchéité	Face surélevée (forme B suiv. EN 1092)
Étanchéité d'arbre	GM à simple effet
Code matériau	BQ1EGG-WA
Chambre de garniture	Chambre d'étanchéité conique (couvercle A) avec
Protection contre les contacts fortsuits	
Diamètre de roue	258,0 mm
Section de passage	18,8 mm
Montage de pompe sans alignement	Oui
Couleur	bleu d'outremer (RAL 5002) bleu KSB

Entraînement, accessoires

Fabricant d'accouplement	Flender
Type d'accouplement	Eupex N
Taille nominale	160
Type protecteur d'accouplement	Exécution légère, non pratique (ZNF9)
Taille de protégé-accouplement	B189
Matériau de protégé-accouplement	Acier galvanisé ST T2N
Type de socle	Profilé en U/profilé chanfreiné
Taille de socle	118
Type d'entraînement	Moteur électrique
Norme d'entraînement m.éc.	IEC
Classe de rendement	Classe de rendement IE4 suivant IEC60034-30-1
Vitesse de rotation	2963 rpm
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V

Matériaux G

Fiche technique compacte



N° de poste client:
Date de communication:
N° de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 5736981
Poste:100
Date:
Page: 8 / 12

ETN 125-100-250 GGSAA11GD309002B

No. de version:

Pompe centrifuge basse pression Etanom

Puissance nominale P2	90,00 kW
Réserve disponible	6,17 %
Courant nominal	152,0 A
Rapport d'intensité de démarrage IΔ/I	8,4
Classe d'isolement	F suivant IEC 34-1
Indice de protection moteur	IP55
Capteur temp.	3 therm. PTC
Pos. boîte à bornes	0°/360° (en haut)
Bobinage moteur	400 / 690 V
Niveau de pression acoustique du moteur	73 dBa

Les caractéristiques moteur peuvent s'écarter de celles indiquées sur la plaque signalétique. Les caractéristiques moteur d'écrivent la spécification fonctionnelle sélectionnée par KSB et sont utilisées pour la sélection de la pompe.

Homologation CE	Oui
Homologation EAC	Oui
Vidange condensat, moteur	Oui
Température ambiante	40,0 °C
Humidité absolue max. de l'air	30 %
Sonde de température palier moteur	Sans
Conformité UKCA	Oui

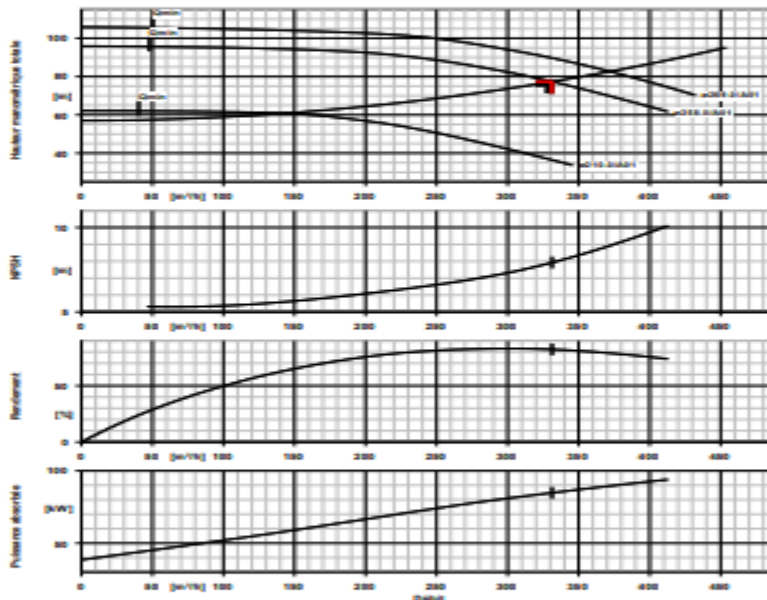
Courbe caractéristique hydraulique



N° de poste client:
Date de communication:
Nr de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: EB 5736981
Poste:100
Date:
Page: 9 / 12
No. de version:

ETN 125-100-250 GGSAA11GD309002B
Pompe centrifuge basse pression Etanorm



Caractéristiques de courbe

Vitesse de rotation	2953 rpm	Rendement	82,2 %
Densité de liquide pompé	999 kg/m³	MEI (indice de rendement minimum)	≥ 0,60
Viscosité	1,00 mm²/s	Puissance absorbée	84,77 kW
Débit	331,34 m³/h	NPSHR	7,93 m
Débit demandé	331,20 m³/h	Numéro de courbe	K1311.452147
Hauteur manométrique totale	77,34 m	Diamètre de roue effectif	258,0 mm
Hauteur manométrique totale demandée	77,32 m		

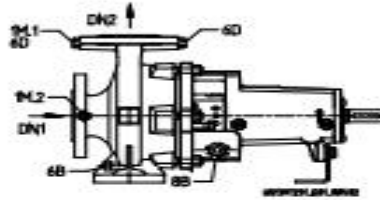
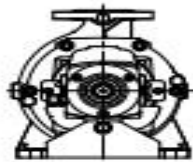
Schéma de connexion



N° de poste client:
Date de communication:
N° de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 5736081
Poste: 100
Date:
Page: 11 / 12
No. de version:

ETN 125-100-250 GGSAA11GD309002B
Pompe centrifuge basse pression Etanorm



Raccordements

Variante de corps pompe	
G1 Liquide pompé - vidange	G 1/2
G2 Liquide pompé - remplissage/dégazage	G 1/2
G3 Liquide de fuite - vidange	G 1/2
M1 / G1 Prise de manomètre ou remplissage/dégazage	G 1/2
M2 Prise de manomètre	G 1/2

XX48
Alésé et obturé.
Alésé et obturé.
Alésé
Capteur de pression pour PumpMeter monté
Capteur de pression pour PumpMeter monté

Limites de Forces et Moments

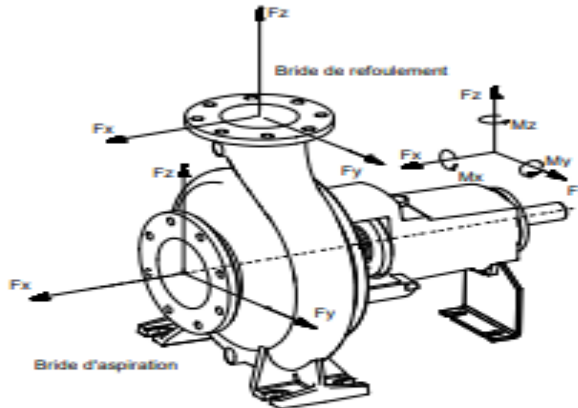


N° de poste client:
Date de communication:
N° de doc.: Offre rapide
Quantité: 1

Numéro: ES 5736081
Poste: 100
Date:
Page: 12 / 12

ETN 125-100-250 GGSAA11GD309002B
Pompe centrifuge basse pression Etanorm

No. de version:



Le dessin n'est pas à l'échelle

Limites de Forces et Moments

Bride d'aspiration		Bride de refoulement	
Fx a	1400 N	Fx d	1050 N
Fy a	1250 N	Fy d (+)	950 N
Fz a	1120 N	Fz d	1150 N
Fras a	2100 N	Fras d	1843 N
Mx asp	740 Nm	Mx ref	620 Nm
My asp	530 Nm	My ref	440 Nm
Mz asp	670 Nm	Mz ref	510 Nm
		Valable pour température 20,0 °C	

Les forces et moments indiqués ne sont valables que pour les charges statiques sur les tuyauteries.
En cas de valeurs supérieures, nous consulter.
Si un calcul de la résistance est nécessaire, les valeurs ne sont communiquées que sur demande!
Les valeurs indiquées sont valables pour installation sur socle commun scellé à vis sur fondation rigide et plane.