



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : AEP

THEME DU PROJET :

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU RESEAU D'AEP
LA VILLE DE SOUR EL GHOZLANE WILAYA DE BOUIRA**

PRESENTE PAR :

KHELLOUFI Massinda

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJOUDAR / HALLAL Dahbia	MCA	Président
TOUAHIR Sabah	MAA	Examineur
BOUNNAH Younes	MAA	Examineur
DERNOUNI Youcef	MAA	Examineur
AMMARI Abdelhadi	MCA	Promoteur

Septembre 2024

REMERCIEMENT

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à Allah, le Tout-Puissant, pour Sa grâce et Ses bénédictions qui m'ont accompagné tout au long de ce parcours.

Je souhaite ensuite remercier de tout cœur mon directeur de mémoire, M. AMMARI Abdelhadi, pour ses précieux conseils, sa patience et son soutien indéfectible. Son expertise a été une véritable source d'inspiration qui a grandement contribué à la réussite de ce travail.

Je suis profondément reconnaissante envers l'ensemble des enseignants de l'ENSH, qui m'ont transmis des connaissances inestimables et m'ont guidé(e) avec bienveillance tout au long de ma formation.

Je remercie également les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer ce mémoire. Leur temps, leurs critiques constructives et leur expertise ont enrichi ce travail.

Un immense merci à ma famille, dont le soutien sans faille, l'amour et la confiance m'ont donné la force d'atteindre cet objectif. Vous avez toujours été à mes côtés, et ce succès est aussi le vôtre.

Enfin, je ne saurais oublier mes camarades de classe et amis. Leur encouragement, leur bonne humeur et leur soutien moral ont rendu cette période d'études plus agréable et motivante.

DEDICACE

Je dédie ce mémoire à ma famille bien-aimée DJADDA et KHELLOUFI, dont l'amour et le soutien ont été les fondations solides de mon parcours.

À ma maman et mon papa, Je vous dédie ce travail avec une infinie gratitude. Votre amour, vos sacrifices et votre soutien inconditionnel ont été les piliers de mon succès. , sans oublier mes deux petits frères Mohamed et Said que j'aime beaucoup . Vous avez été ma source de force et de motivation à chaque étape de cette aventure.

Je tiens à dédier ce travail en signe de reconnaissance a mes chères amies et mes chères cousines pour vos encouragements, votre soutien et les moments partagés ont rendu ce parcours de 5ans plus agréable et motivant. Merci d'avoir toujours été là, à mes côtés

Je souhaite également dédier ce travail à tous ceux qui ont cru en moi et m'ont soutenu dans cette quête de connaissance. Votre influence positive a été une lumière guidante tout au long de ce chemin.

تواجه مدينة صور الغزلان بولاية البويرة، تدهورا ملحوظا في شبكة توزيع المياه الصالحة للشرب. ويتجلى هذا التدهور في عدد متزايد من الأعطال، والتسربات المتكررة، والعجز التدريجي عن تلبية الاحتياجات المائية لسكانها المتزايدين باستمرار. وفي مواجهة هذه التحديات، تهدف هذه الأطروحة إلى إجراء تتيح هذه الأداة إجراء تقييم تفصيلي للأداء الهيدروليكي للشبكة وتسيط الضوء على Epanet. دراسة تشخيصية شاملة لشبكة مياه الشرب باستخدام برنامج عن العديد من النقاط الحرجة، بما في ذلك الانخفاضات Epanet الأعطال المادية والفنية الرئيسية، وقد كشف تحليل عمليات المحاكاة التي تم إجراؤها باستخدام الكبيرة في نقاط معينة من الشبكة، وغير الكافية. وسرعات التدفق في عدة أقسام، بالإضافة إلى تفاوت الضغط في مناطق مختلفة من المدينة. ولهذه الأعطال تأثير مباشر على جودة واستمرارية خدمة توزيع مياه الشرب. وبناء على هذه النتائج، يتم تقديم توصيات محددة في هذا التقرير. وهي تشمل، من بين أمور أخرى، إعادة تأهيل أجزاء من الشبكة، لا سيما عن طريق استبدال الأنابيب القديمة بمواد أكثر مقاومة ومتانة، بالإضافة إلى مراجعة أقطار الأنابيب للتكيف بشكل أفضل مع الاحتياجات الهيدروليكية الحالية. يُقترح أيضا إجراء تعديلات هيكلية على مسار الشبكة من أجل تحسين التدفق وتحسين الضغط في جميع أنحاء الشبكة. وتهدف هذه التدخلات إلى ضمان توزيع أكثر كفاءة واستدامة وموثوقية لمياه الشرب على المدى الطويل لسكان صور الغزلان

كلمات مفتاحية : سور الغزلان، شبكة توزيع مياه الشرب، تدهور، أعطال، عدم كفاية القدرة، التشخيص، إعادة التأهيل، خدمة موثوقة على المدى الطويل

Résumé :

La ville de Sour El Ghozlane, située dans la wilaya de Bouira, fait face à une détérioration notable de son réseau de distribution d'eau potable. Cette dégradation se manifeste par un nombre croissant de pannes, des fuites fréquentes, et une incapacité progressive à satisfaire les besoins en eau de sa population en constante augmentation. Face à ces défis, ce mémoire se propose de réaliser une étude diagnostique exhaustive du réseau d'eau potable en utilisant le logiciel Epanet. Cet outil permet d'évaluer en détail les performances hydrauliques du réseau et de mettre en évidence les principales défaillances physiques et techniques. L'analyse des simulations réalisées avec Epanet a révélé plusieurs points critiques, parmi lesquels des dépressions importantes au niveau de certains nœuds du réseau, des vitesses d'écoulement insuffisantes dans plusieurs sections, ainsi qu'une pression inégale dans différentes zones de la ville. Ces dysfonctionnements ont un impact direct sur la qualité et la continuité du service de distribution d'eau potable. Sur la base de ces constats, des recommandations précises sont formulées dans ce mémoire. Elles incluent, entre autres, la réhabilitation de portions du réseau, notamment par le remplacement des tuyaux vieillissants par des matériaux plus résistants et durables, ainsi que la révision des diamètres de conduites pour mieux s'adapter aux besoins hydrauliques actuels. Des modifications structurelles du tracé du réseau sont également proposées afin d'optimiser le débit et d'améliorer la pression à travers tout le réseau. Ces interventions visent à garantir une distribution d'eau potable plus efficace, durable, et fiable à long terme pour les habitants de Sour El Ghozlane.

Les mots clés : Sour El Ghozlane , Réseau de distribution d'eau potable , Dégradatdion , Pannes , Capacité insuffisante , Diagnostic , Réhabilitation , Un service fiable a mong terme

Abstract :

The city of Sour El Ghozlane, located in Bouira, is facing a significant deterioration of its drinking water distribution network. This degradation is marked by a growing number of failures, frequent leaks, and a progressively insufficient capacity to meet the increasing water demands of its population. In response to these challenges, this research aims to conduct an exhaustive diagnostic study of the water supply network using the Epanet software. This tool allows for a detailed evaluation of the network's hydraulic performance and highlights the primary physical and technical deficiencies. The analysis of simulations performed with Epanet revealed several critical points, including significant pressure drops at certain network nodes, insufficient flow velocities in various sections, and uneven pressure distribution across different areas of the city. These malfunctions have a direct impact on the quality and continuity of the drinking water supply service. Based on these findings, specific recommendations are proposed in this thesis.

The keywords : Sour El Ghozlane, drinking water distribution network, degradation, failures, insufficient capacity, diagnostic, rehabilitation, long-term reliable service

INTRODUCTION GENERALE :	15
CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude.....	16
I.1 Introduction :	17
I.2 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE :	17
I.2.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE :	17
I.2.2 La climatologie :	18
Température :	18
Pluie :	19
Vent :	19
I.2.3 topographie :	19
I.2.4 L'hydrologie :	20
I.2.5 Morphologie et tectonique :	20
I.2.6 Géotechnique et zonage :	21
I.2.7 Situation hydraulique :	21
I.2.7.1 Des eaux du barrage de oued lekhal.(AIN-BESSEM) :	21
I.2.7.2 Des eaux des nappes souterraines de la région :	21
I.2.7.3 CARACTERISTIQUES DES EQUIPEMENTS DE POMPAGE :	23
(SOURCE SUB.HYDRAULIQUE).	23
Conclusion :	24
CHAPITRE II : Estimation des besoins	25
II.1. Introduction :	26
II.2. L'estimation des besoins.....	26
II.2.1. Evaluation de la population :	26
II.2.2 BESOIN DOMESTIQUE A L'ETAT ACTUEL :	27
II.2.3 BESOIN DES EQUIPEMENTS A L'ETAT ACTUEL:	27
Le tableau suivant présente les besoins des équipements actuel.....	27
II.2.4. Récapitulation de la consommation moyenne totale.....	30
II.2.5 BESOIN DOMESTIQUE A L'HORIZON D'ETUDE:	30
II.2.6 BESOIN DES EQUIPEMENTS A L'HORIEON D'ETUDE :	31
II.2.7 Récapitulation de la consommation moyenne totale.....	37
II.3. Consummations journalière (2024):	37
II.3.1 Débit maximum journalier :	37
II.3.2 Débit minimum journalier	37
II.4 Consommation horaire :	38
II.4.1 Consommation maximale horaire	38

II.4.2 Consommation minimale horaire.....	38
II.5.Consommation journalière (2054):.....	42
II.5.1 Débit maximum journalier.....	42
II.5.2 Débit minimum journalier	42
II.6 Consommation horaire (2054)	42
II.6.1 Consommation maximale horaire	42
II.6.2 Consommation minimale horaire.....	42
Conclusion :.....	45
CHAPITRE III : Diagnostic.....	46
III.1 Introduction :.....	47
III.2 DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE :	47
III.2.1Calcul hydraulique du réseau de distribution	47
III.2.2 Détermination des débits du réseau :	47
III.2.2.1Débit spécifique:	48
III.2.2.2 Débit en route.....	48
III.2.2.3 Débit aux nœuds.....	48
III.2.2.4 Calcul des débits nodaux cas de pointe plus incendie :.....	49
III.2.3Modélisation hydraulique du réseau projeté :	51
III.2.3.1 Présentation du logiciel de calcul EPANET :.....	51
III.2.3.3 Fichier des résultats de la simulation en cas de pointe :.....	53
III.2.3.4Simulation cas de pointe plus incendie (2024) :	56
III.2.3.5 Fichier des résultats de la simulation en cas de pointe + incendie:.....	57
III.2.4.1 Calcul des débits nodaux cas de pointe : (à l’horizon d’étude 2054).....	59
III.2.4.2 Calcul des débits nodaux cas de pointe plus incendie (2054).....	59
III.2.5.1Simulation sur Epanet cas de pointe (2054):	60
III.2.5.2Fichier des résultats de la simulation en cas de pointe (2054) :.....	61
III.2.5.3Simulation sur EPANET cas de pointe plus incendie (2054) :.....	64
III.2.5.4Fichier des résultats de la simulation en cas de pointe + incendie (2054) :.....	65
III.3DIAGNOSTIC PHYSIQUE :	68
III.3.1 ETAT DES RESERVOIRS :	68
III.3.2 ETAT DES CONDUITES ET CHAMBRES A VANNES :	68
La figure suivante montre le type des conduites du réseau de distribution	68
Conclusion :.....	71
CHAPITRE IV : Stockage.....	72
.....	72
IV.1 Introduction :	73

IV.2 Utilité des réservoirs :	73
IV.3 Classification des réservoirs :	73
IV.3.1 Selon le matériau:	73
IV.3.2 Selon la situation des lieux:.....	73
IV.4 Emplacement et Altitude des réservoirs :.....	74
IV.5 Equipements des réservoirs d'alimentation :.....	74
IV.5.1 Conduite d'arrivée :	74
Arrivé par le haut :.....	74
Arrivée par le bas :.....	74
IV.5.2. Conduite de départ :.....	75
IV.5.3. Conduite de trop plein :.....	75
IV.5.4. Conduite de vidange :	75
IV.5.5. Conduite by-pass :	76
IV.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :.....	76
IV.6.1 Système à siphon :	76
IV.6.2 Système à deux prises :	76
IV.7 Détermination du volume des réservoirs d'alimentation :.....	77
IV.7.1 La méthode analytique.....	77
IV.7.2 Méthode graphique	78
IV.7.3 Dimensionnement du réservoir :	78
IV.7.4 Bilan de stockage :.....	79
IV.7.5 Dimensionnement du réservoir projeter :.....	79
IV.7.6 Résumé des caractéristiques du réservoir projeté :.....	80
IV.8 ETAT DES RESERVOIRS :.....	81
IV.8.1 RESERVOIR BEKOUCHE :	81
OBSERVATION ET RECOMANDATION DES EQUIPEMENTSBDU RESERVOIR BEKOUCHE :	83
IV.8.2 RESERVOIR BOUHAYA (2000) :	83
IV.8.3 RECOMENDATION CONCERNANT LES RESERVOIRS DE STOCKAGES (ceux en bon état) :	85
.....	85
Conclusion :.....	86
CHAPITRE V : Réhabilitation	87
V.1 Introduction :.....	88
V.2 Type de réseau de distribution	88
V.3 Choix du matériau des conduites :	88
V.4 Calcul hydraulique du nouveau réseau de distribution :.....	89
V.4.1 Cas de pointe à l'horizon 2054 :	89

V.4.2 Cas de pointe + incendie à l'horizon 2054 :	91
V.4.3 Simulation sur Epanet cas de pointe :	94
V.4.3.1 Fichier des résultats de la simulation en cas de pointe :	94
V.4.4 Simulation cas de pointe + incendie :	97
V.4.4.1 Fichier des résultats de la simulation en cas de pointe + incendie :	98
CONCLUSION :	103
CHAPITRE VI : Management de projet.....	104
VI.1 Introduction:	105
VI.2 Pose de canalisation:	105
VI.2.1. Pose de canalisations dans un terrain ordinaire :	105
VI.2.2. Pose de canalisations dans un mauvais terrain peu consistant :	106
VI.2.4 Pose de canalisations en galerie :	106
VI.2.5 Traversée d'une rivière :	106
VI.2.6 Pose de canalisation sans ouverture de tranchée (par forage ou par fonçage)	107
VI.2.7 Pose de canalisation en pente	107
VI.3 Les différents travaux de mises en place des canalisations:	107
VI.3.1 Matérialisation :	108
VI.3.2 Nivellement :	108
VI.3.3 Excavation des tranchées :	108
VI.3.3.1 Enlèvement de la couche végétale :	108
VI.3.3.2 Réalisation des fouilles :	109
De la nature de terrain ;	109
Des caractéristiques de la conduite (diamètre ...) ;	109
Largeur de la tranchée :	109
La profondeur de la tranchée :	109
Lit de pose :	110
Pose des conduites :	110
Volume des déblais:	110
Volume du lit de sable :	111
Le volume de remblai :	111
Calcul du volume du tuyau :	112
Calcul du volume excédentaire :	112
VI.3.4 Détermination de la capacité du godet.....	113
VI.3.5 Devis estimatif quantitatif de réseau de distribution :	115
VI.3.6 Calcul des volumes des travaux de réservoir R 1500 :	115
VI.3.6 Devis estimatif des travaux de réservoir :	120

VI.3.7 Planification des travaux :.....	121
VI.3.7.1 Planification des travaux de réseau de distribution :.....	121
VI.3.7.2 planification des travaux du réservoir :	123
Conclusion :.....	126
Conclusion générale :	127

Liste des figures :

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude.....	16
Figure I.1 : Image satellite non traitée de la situation de la zone d'étude.....	17
Figure I.2 : Température moyenne maximale et minimale à Sour el Ghozlane.....	18
Figure I.3 :Diagramme de précipitation de Sour El Ghozlane.....	19
Figure I.4 : Extrait du MNT de la région d'étude.....	20
CHAPITRE II : Estimation des besoins	25
Figure II.1 : graphique de consommation horaire a l'an actuel.....	41
Figure II.2 : courbe de consommation a l'an actuel.....	41
Figure II.3 : courbe de la consommation intégrale a l'horizon d'étude.....	44
Figure II.4 : graphique de la consommation horaire a l'horizon d'étude.....	44
.....	46
CHAPITRE III : Diagnostic.....	46
Figure III.1 : Schéma de la répartition des vitesses et des pressions en cas de pointe (2024) .	52
Figure III.2: schéma de la variation de pression en cas de pointe 2024.....	53
Figure III.3 : répartition des pressions en cas de pointe (2024).....	55
Figure III.4 : répartition des vitesses en cas de pointe (2024).....	55
Figure III.5: Schéma de la répartition des vitesses et des pressions en cas de pointe + incendie (2024)	56
Figure III.6: schéma de la variation de pression au cas de pointe + incendie (2024).....	57
Figure III.7: Schéma de la répartition des vitesses et des pressions en cas de pointe (2054).	60
Figure III.8: variation de la pression au long du réseau de distribution en cas de pointe.	61
Figure III.9 : pourcentage de pression en cas de pointe (2054).....	63
Figure III.10 : pourcentage des vitesses en cas de pointe (2054).....	63
Figure III.11: Schéma de la répartition des vitesses et des pressions en cas de pointe + incendie(2054).	64
Figure III.12: variation de la pression au long du réseau de distribution en cas de pointe + incendie(2054)...	65
Figure III.13 : la cuve du réservoir Bouhaya.....	68
Figure III.14 : type des conduites du réseau de distribution	68
Figure III.15 : la chambre des vannes d'arrivées et de départ.....	69
Figure III.16: conduite trop plein.....	69
Figure III.17 : conduite de vidange.....	70
Figure III.18: chambre des vannes.....	70
Figure III.19: conduite de la chambre a vanne	70
CHAPITRE IV : Stockage.....	72
Figure IV.1 : Conduite d'arrivé par le haut.	74
Figure : IV.2 Conduite d'arrivé par le bas.....	75

Figure IV .3 : Conduite de départ.	75
Figure IV.4 : Conduite de vidange et de trop plein.....	76
Figure IV .5 : conduite by-pass.....	76
Figure IV.6 : Schéma explicatif des équipements dans un réservoir.	77
Figure IV.7 : Courbe apport – consommation.....	78
Figure IV.8: la cuve du réservoir Bekouche.....	82
Figure IV.11 : la cuve du réservoir Bouhaya.....	84
CHAPITRE V : Réhabilitation	87
Figure V.1: Schéma de la répartition des vitesses et des pressions du nouveau réseau en cas de pointe (2054)	94
Figure V.2: le pourcentage des vitesses du nouveau réseau au cas de pointe (2054).....	97
Figure V.3: le pourcentage des pressions du nouveau réseau en cas de pointe (2054)	97
Figure V.4: Schéma de la répartition des vitesses et des pressions du nouveau réseau en cas de pointe + incendie (2054)	98
Figure V.5: pourcentage des vitesses du nouveau réseau au cas de pointe plus incendie	101
Figure V.6: le pourcentage des pressions du nouveau réseau en cas de pointe + incendie	101
CHAPITRE VI : Management de projet.....	104
Figure VI.1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire	106
figure VI.2 : pose de canalisation dans un terrain marécageux	106
Figure VI.3 : canalisation en pente	107
Figure VI.4 : un godet.....	114
Figure VI.4: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution	123
Figure VI.5: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réservoir	125

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude.....	16
Tableau I.1 : Représentation des vitesses du vent .	19
Tableau I.1 : Données récoltés concernant le barrage	21
Tableau I.2 : les caractéristiques des différent forages	21
Tableau I.3 : les caractéristiques des groupes de pompage.	23
CHAPITRE II : Estimation des besoins	25
TABLEAU II.1 : EVALUATION DE LA POPULATION DE LA VILLE DE SEG	26
TABLEAU II.2 : Besoin domestique à l'état actuel 2024.	27
TABLEAU II.3 : besoin des équipements a l'état actuel 2024.	27
Tableau II.4: Récapitulation des besoins moyens journaliers	30
TABLEAU II.5: Besoin domestique à l'horizon d'étude 2054.....	30
TABLEAU II.6 : besoin des équipements a l'horizon d'étude 2054.....	31
Tableau II.7: Récapitulation des besoins moyens journaliers	37
Tableau II.8 : Variation du β_{max} en fonction du nombre d'habitants	38
Tableau II.9 : Réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.	39
Tableau II.10 : Etude de la consommation hoarier.	40
Tableau II.11 : Etude de la consommation horaire	43
CHAPITRE III : Diagnostic.....	46
Tableau III.1: calcul des débits routes et débits nodaux cas de pointe (2024).	48
Tableau III.2: calcul des débits nodaux et débits route en cas de pointe + incendie (2024).	50
Tableau III.3: calcul des pressions au nœuds en cas de pointe (2024).	53
Tableau III.4: calcul des vitesses au niveau des tronçons en cas de pointe (2024)	54
Tableau III.5: calcul des pressions aux nœuds en cas de pointe + incendie (2024).	57
Tableau III.6: calcul des vitesses aux tronçons au cas de pointe + incendie (2024)	58
Tableau III.8: calcul des pressions aux nœuds en cas de pointe (2054)	61
Tableau III.9: calcul des vitesses au niveau des tronçons en cas de pointe (2054)	62
Tableau III.10: Calcul des pressions au nœuds en cas de pointe + incendie (2054).	65
Tableau III.11 : Calcul des vitesses aux tronçons cas de pointe + incendie (2054)	66
CHAPITRE IV : Stockage.....	72
Tableau IV.1: Réservoir de stockage	78
Tableau IV.2 : Bilan de stockage.....	79
Tablea IV.3 : caractéristiques du réservoir projeté	81
Tableau IV.4: Caractéristiques des châteaux d'eau	81
Tableau IV.5 : Equipements hydromécaniques du réservoir R2000 Bekouche	82

Tableau IV.6: L'état GC du réservoir R2000 Bouhaya.	83
Tableau V.1 : débits routes et débits nodaux du réseau projeté cas de pointe.	89
Tableau V.2 : calcul des débits nodaux et débits route en cas de pointe plus incendie.	91
Tableau V.3: résultat de la simulation au niveau des nœuds.....	94
Tableau V.4: résultat de la simulation au niveau des tronçons	95
Tableau V.3: résultat de la simulation au niveau des nœuds au cas de pointe+inc	98
Tableau V.6: résultats de la simulation au tronçons au cas de pointe+inc.....	99
Tableau VI.1 : calcul du volume de décapage de terre végétale.....	108
Tableau VI.2 : calcul du volume de déblai.....	110
Tableau VI.3 : calcul du volume de lit de sable.....	111
Tableau VI.4 : volume de conduites	112
Tableau (VI.5) : le volume excédentaire	113
Tableau VI.6: capacité du godet	113
Tableau VI.7 : devis estimatif quantitatif.....	115
Tableau VI.8: Volume de décapage de réservoir projeté.	116
Tableau VI.9: Volume de déblai de réservoir projeté.....	117
Tableau VI.10: volume de tout venant de réservoir projeté	117
Tableau VI.11: volume de béton de propreté de réservoir projeté	118
Tableau VI.12 Calcul du volume du béton armé du réservoir	118
Tableau .13 : Calcul du volume du béton armé pour la coupole du réservoir.....	119
Tableau .14 : Calcul du volume du remblai compacté.....	120
Tableau VII.15: Devis estimatif des travaux des réservoirs.....	120
Tableau VII.16: Récapitulatif du devis estimatif du projet.	120
Tableau VI.17 : les opérations principales à réaliser et leur durée	121
Tableau VI .18 : Les opération des travaux (précède, succède)	122
Tableau VII.19: Les opérations principales à réaliser et leurs durées	123
Tableau VII.20 : Les opération des travaux (précède, succède).....	124

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

L'eau est une ressource essentielle à la vie et joue un rôle crucial dans l'hygiène publique. Malheureusement, lorsqu'elle est mal traitée ou polluée, elle peut devenir un vecteur de maladies épidémiques. C'est pourquoi il est fondamental de gérer cette ressource avec soin pour la rendre disponible dans tous les secteurs d'activité humaine. La disponibilité en eau est limitée, ce qui nécessite la mise en place de solutions et de stratégies rigoureuses pour satisfaire les besoins quotidiens en eau des populations urbaines et rurales. Toutefois, garantir l'approvisionnement en eau ne résout pas tous les problèmes liés à cette ressource.

Nous avons une quantité suffisante d'eau, mais nous manquons des moyens nécessaires pour l'exploiter de manière efficace. Une gestion appropriée est essentielle pour réduire le gaspillage et les pertes dans les réseaux d'adduction et de distribution.

La ville de Sour El Ghozlane est une localité importante de la wilaya de Bouira ,elle souffre depuis plusieurs années d'un manque d'eau due principalement à la sécheresse qui sévit depuis plusieurs années, malgré qu'elle est alimentée à partir de plusieurs source et le réseau aussi n'est plus adapté pour répondre aux besoins de la population. Ce réseau connaît un taux de fuite important visible , des pressions faibles dans certains quartiers et de faible vitesse. Notre étude vise à réaliser un diagnostic approfondi du système d'alimentation en eau potable afin d'améliorer l'approvisionnement en eau de la ville de Sour El Ghozlane et de le rendre plus performant et plus équilibré

L'étude ne concerne pas seulement la satisfaction des besoins actuels, mais aussi de couvrir les besoins sur l'horizon 2054, avec un réseau capable de garantir un débit et une pression adéquats, à la suite d'un diagnostic physique et hydraulique, ainsi que les infrastructures de stockage nécessaire.

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction :

Avant de démarrer tout projet d'alimentation en eau potable, il est primordial de réaliser une étude approfondie du site afin de comprendre ses particularités et les différents éléments qui influenceront la conception du projet.

I.2 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE :

I.2.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La commune de SOUR-EL-GHOZLANE, également connue sous le nom d'« AUZIA » (16 A.J.C.), a joué un rôle prépondérant en tant qu'établissement militaire tout au long des différentes périodes de colonisation : romaine, domination ottomane, puis française.

Après l'accession à l'indépendance, SOUR-EL-GHOZLANE est devenue le chef-lieu de la Daïra. Elle est située au sud-est d'Alger, sur la route de BOUSAADA, à une distance de 150 km de chacune de ces deux villes et à 30 km de BOUIRA, le chef-lieu de la Wilaya.

Les frontières de la commune sont délimitées comme suit :

- Au nord par les communes de Raouraoua et Ain-Bessem.
- Au sud par les communes de Maamoura et Dirah.
- À l'est par les communes d'El Hachimia et El Morra.
- À l'ouest par la commune de Dechmia.

La superficie totale de la commune de SOUR-EL-GHOZLANE s'étend sur 18 244,50 hectares, tandis que le chef-lieu couvre une superficie de 428,50 hectares



Figure I.1 : Image satellite non traitée de la situation de la zone d'étude (source google earth)

I.2.2 La climatologie :

La Commune de Sour-el-Ghozlane a un climat continental avec deux saisons bien distinctes : un hiver froid , vigoureux , pluvieux , et un été très chaud et très sec.

Température :

La saison très chaude dure 2,8 mois, du 17 juin au 10 septembre, avec une température quotidienne moyenne maximale supérieure à 28 °C. Le mois le plus chaud de l'année à Sour el Ghozlane est août, avec une température moyenne maximale de 32 °C et minimale de 17 °C.

(source <https://fr.weatherspark.com/>)

La saison froide dure 4,0 mois, du 17 novembre au 17 mars, avec une température quotidienne moyenne maximale inférieure à 15 °C. Le mois le plus froid de l'année à Sour el Ghozlane est janvier, avec une température moyenne minimale de -1 °C et maximale de 11 °C. (source : <https://fr.weatherspark.com/>)

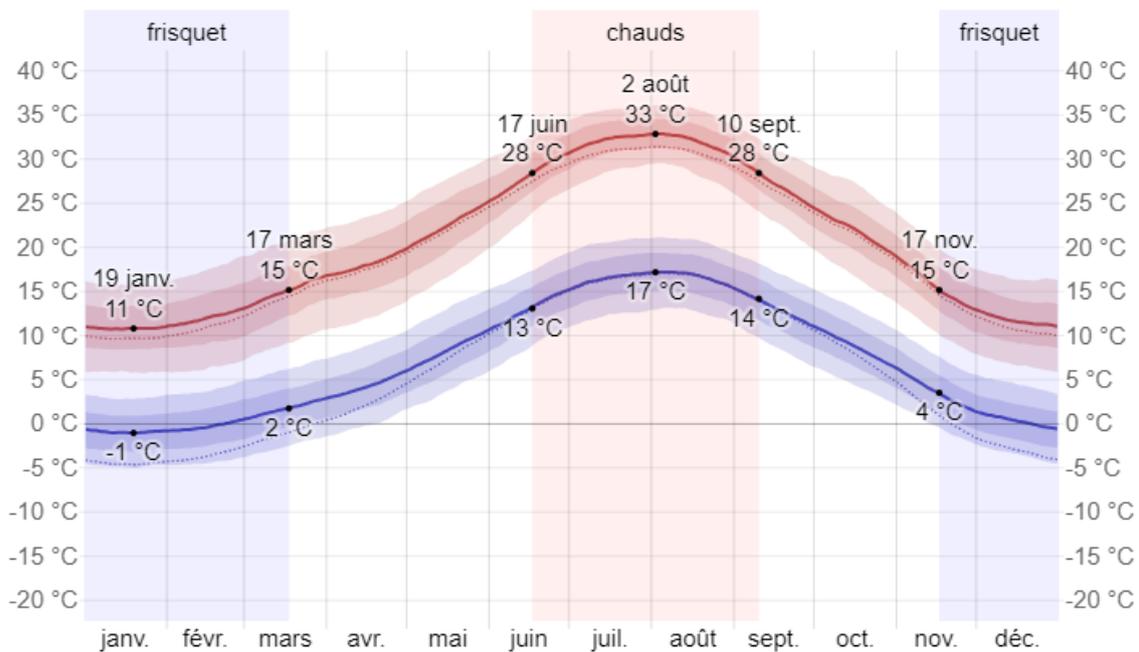


Figure I.2 : Température moyenne maximale et minimale à Sour el Ghozlane

(source : weather spark <https://fr.weatherspark.com/>)

Commentaire : La température élevée à Sour El Ghozlane augmente la demande en eau potable, fragilise les infrastructures du réseau en raison des dilatations thermiques.

Pluie :

À Sour el Ghozlane, décembre est le mois le plus pluvieux, enregistrant une moyenne de 49 millimètres de pluie.

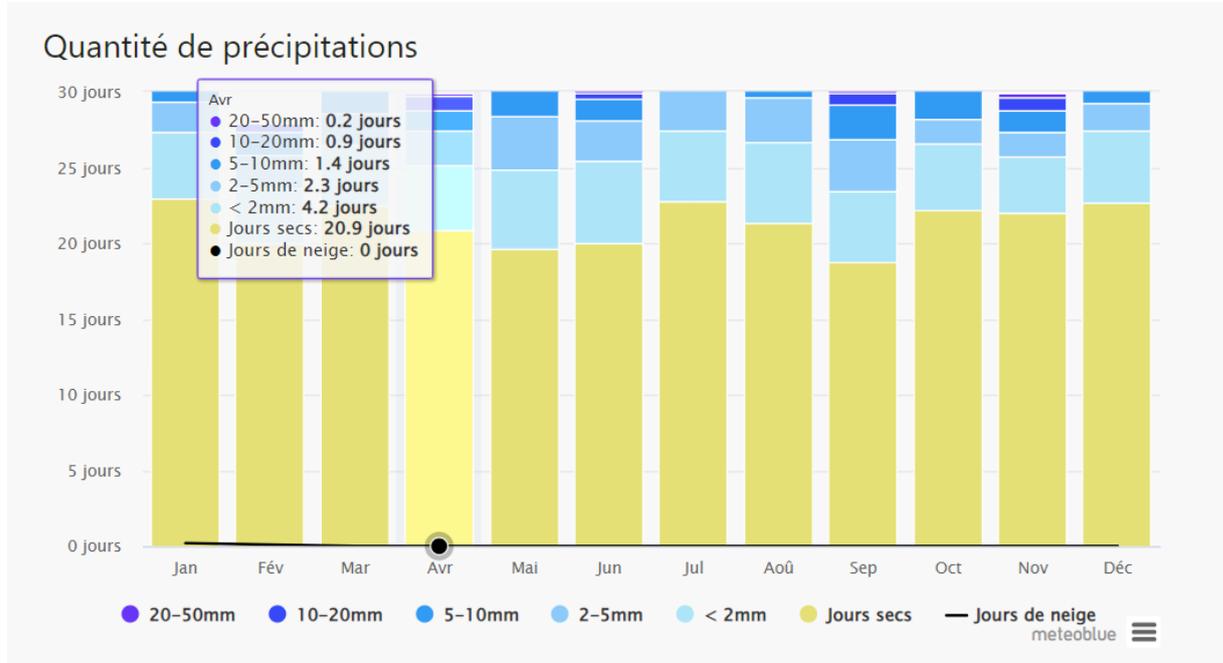


Figure I.3 :Diagramme de précipitation de Sour El Ghozlane

(source : <https://www.meteoblue.com/fr>)

Commentaire : Les précipitations à Sour El Ghozlane peuvent améliorer la recharge des sources d'eau potable, mais elles peuvent également surcharger le réseau d'AEP en augmentant les infiltrations dans les canalisations vieillissantes, provoquant ainsi des fuites et une contamination potentielle de l'eau

Vent :

Le niveau d'humidité perçue à Sour el Ghozlane, mesuré par le pourcentage de temps pendant lequel l'humidité est considérée comme lourde, oppressante ou étouffante, reste relativement constant tout au long de l'année, maintenant un taux de 1 % +/- 1 %

Tableau I.1 : Représentation des vitesses du vent .

	janv.	févr.	mars	avr.	mai	juin	juil.	août	sept.	oct.	nov.	déc.
Vitesse du vent (kph)	13.4	13.5	13.2	13.1	12.1	11.5	11.6	11.3	11.3	11.7	12.9	13.4

Commentaire : Le vent à Sour El Ghozlane peut indirectement affecter le réseau d'AEP en augmentant l'évaporation des réservoirs ouverts et en exacerbant la demande en eau potable

I.2.3 topographie :

les coordonnées géographiques de Sour el Ghozlane sont indiquées comme suit : 36,148° de latitude, 3,691° de longitude, et une altitude de 884 mètres.

La topographie dans un rayon de 3 kilomètres autour de Sour el Ghozlane présente des variations significatives d'altitude, avec une élévation maximale de 355 mètres et une altitude moyenne de 920 mètres au-dessus du niveau de la mer. Dans un rayon de 16 kilomètres, les variations d'altitude sont considérables, atteignant 1 201 mètres, tandis que dans un rayon de 80 kilomètres, des variations extrêmes d'altitude sont également observées, s'élevant jusqu'à 2 307 mètres



Figure I.4 : Extrait du MNT de la région d'étude.

(source : <https://fr-fr.topographic-map.com/>)

I.2.4 L'hydrologie :

La Commune de Sour-el-Ghozlane est parcourue par une multitudes d'oueds dont les principaux sont :

Le premier oued : Medjera qui est un affluent de l'oued Lakhal.

Le deuxième oued : Safsaf draine une couverture alluvionnaire , longeant la route de Bordj-Bou-Arreidj.

Les oueds restent tributaires de la pluviométrie .Le ruissellement diffus quant à lui alimente des sources de résurgence. Des sources d'une bonne qualité émergent au pied des massifs gréseux.

I.2.5 Morphologie et tectonique :

La région de SOUR EL GHOZLANE est caractérisée par des nappes, notamment les nappes sous-numidiennes et epitelliennes, qui recouvrent les terrains autochtones du Crétacé de la chaîne de Bibans. Le contact anormal entre ces deux types de terrains se situe au nord du chef-lieu de la région.

Du point de vue tectonique, cette zone s'insère dans le vaste synclinorium du Djebel Dirah, faisant partie intégrante de la chaîne montagneuse des Bibans, connue pour sa continuité. Il s'agit essentiellement d'une section ancienne de l'Atlas fortement érodée, formant actuellement des hautes collines.

Ces collines entourent la ville de SOUR-EL-GHOZLANE, construite quant à elle sur des terrains quaternaires, miocènes et éocènes

I.2.6 Géotechnique et zonage :

La commune de SOUR-EL-GHOZLANE présente une variété de terrains. Les alluvions récentes et anciennes, formant des terrasses alluviales, sont favorables pour les fondations, bien que des précautions soient nécessaires pour les basses terrasses sujettes aux inondations en hiver. Les terrains marneux et argileux du miocène et de l'éocène peuvent poser des problèmes de glissement en raison de fissures et de diaclases. Les grès et calcaires offrent un bon niveau de fondation, mais il est essentiel d'éviter les zones affectées par des failles au nord de la ville.

I.2.7 Situation hydraulique :

Les ressources en eau de la région se composent :

I.2.7.1 Des eaux du barrage de oued lekhal.(AIN-BESSEM) :

Le tableau suivant représente des données sur le barrage de Ain Bessam

Tableau I.1 : Données récoltés concernant le barrage

DESIGNATION	Capacité de la retenue millions m3	N.PHE de la retenue m	Niveau min de la retenue m	Niveau normal retenue m	Hauteur du barrage m
<i>Barrage sur oued lekhal</i>	30	689,03	667,50	684,40	45

(source Sub d'Hydraulique)

I.2.7.2 Des eaux des nappes souterraines de la région :

L'ensemble des forages produit actuellement un débit de 30.77 l/s. les caractéristiques de ces derniers sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.2 : les caractéristiques des différent forages

FORAGES ET PUITES	DEBITS	COORDONN EES	PROFONDE UR	OBSERVATIONS
	(l/s)	UTM	m	m

Carriere Oued LAKHEL	6.00	X = 33661.27 Y = 18432.05	250	Non exploité : nécessite un projet c.à.d il n'est pas équipé
SIDI HAMZA	6.00	X = 33755.81 Y = 18569.56	180	Non exploité : la pompe en panne Et nécessite un transformateur
BEKOUCHE	2.00	X = 33993.58 Y = 18288.81	140	exploité
DELPY 1	5.00	X = 33866.96 Y = 18300.27	170	exploité
SOUAGUI	1.00	X = 33689.91 Y = 18157.032	200	exploité
TBABKHA	2.00	X = 39642.949 Y = 17973.686	200	Non exploité : le taux de salinité est trop élevé
PUIT OUED LAKHEL	2.77	X = 33798.78 Y = 18191.409	8.00	Non exploité : nécessite la réhabilitation de la station
PUIT OUED LAHLIB	Hiver =1.00 Eté : sec	X= 33873.264 Y= 18059.629	8.00	exploité
SOURCES Dirah , cascade Mejana	5.00	----	----	Non exploité : endommagé par les citoyens pour utilisation agricole
DELPY 2	6,00	X= 33850.34 Y= 18260.164	100	Non exploité : nécessite un projet

(source Subdivision d'Hydraulique)

NB :

Actuellement l'alimentation en eau potable est assurée essentiellement par le barrage oued Lakhel, et par quelque forages et puits cité ci-dessus .

D'après les services d'hydraulique, la population de S.E.G sera desservie en eau potable par le barrage KOUDIET- ASSERDOUNE, et cela après son achèvement .

L'ensemble des forages et puits seront utilisés pour le secours.

I.2.7.3 CARACTERISTIQUES DES EQUIPEMENTS DE POMPAGE :

Les caractéristiques des équipements de pompages sont données dans le tableau ci-dessous

Tableau I.3 : les caractéristiques des groupes de pompage.

STATIONS	TYPE DE POMPE	DEBIT	Hmt	PUISSANCE	ETAT DES POMPES
		M3/H	m	kW	
<i>SP2</i>	G.E.P. Axe horizontal	450	57	110	Mauvaise état
<i>FORAGE DELPY 1</i>	G.E.P. Immergée	23	104	30	Moyenne état
<i>FORAGE BEKOUCHE</i>	G.E.P. Immergée	25	96	30	A l'arrêt (en panne)
<i>FORAGE SOUAGUI</i>	G.E.P. Immergée	25	110	30	Bonne état
<i>PUIT OUED LAHLIB</i>	G.E.P. Immergée	12	87	13	Bonne état
<i>St. de reprise Du Réservoir SI. A.E.K.</i>	G.E.P. Axe horizontal	54	43	11	Bonne état
<i>St. de reprise Du Réservoir BOUHAHAY.1.</i>	G.E.P. Axe horizontal	54	43	11	Bonne état
<i>PUIT OUED LAKHEL</i>	G.E.P. Axe vertical	30	90	13	Manque équipement
<i>St. Sidi-HAMZA</i>	G.E.P. Immergée + (02) Pompes Axes horizontals	30	--	---	Bonne état

(SOURCE SUB.HYDRAULIQUE).

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté en détail la commune de Sour El Ghozlane, en mettant en avant ses caractéristiques topographiques, notamment son relief varié et ses altitudes, ainsi que son climat semi-aride caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers froids et humides. Ces éléments influencent directement la gestion des ressources en eau et la demande en eau potable de la population. Ces informations sont essentielles pour comprendre les contraintes naturelles et démographiques auxquelles fait face le réseau d'alimentation en eau potable (AEP) de la ville.

Ces données forment la base de notre étude, qui consistera à analyser et diagnostiquer le réseau AEP de Sour El Ghozlane. À partir de cette analyse, nous chercherons à proposer des solutions pour optimiser la gestion de l'eau, anticiper les futurs besoins de la population et relever les défis liés à l'évolution démographique et aux conditions climatiques spécifiques de cette région

CHAPITRE II : Estimation des besoins

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous abordons l'évaluation des besoins en eau de l'agglomération, qui sont influencés par la croissance démographique, le style de vie de la population et l'état actuel des infrastructures. Cette évaluation est effectuée en tenant compte de l'évolution démographique à différents moments, afin de mieux anticiper les besoins futurs en eau.

II.2. L'estimation des besoins

II.2.1. Evaluation de la population :

D'après le recensement RGPH 2008 , la Population de la ville été estimée à 36105 habitants.

Etant donné que la ville est en pleine extension, nous travaillons pour l'horizon 2054.

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

Avec :

- P_n : population située à l'horizon prévu ;
- P_0 : population de base ou de l'année de référence ;
- n : nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de référence ;
- T : le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs :
 - Du taux d'accroissement naturel.
 - Du mouvement migratoire.

Le taux d'accroissement national varie de 2,8 à 4%

TABLEAU II.1 : EVALUATION DE LA POPULATION DE LA VILLE DE SEG

Horizon	RGPH 2008	Actuel 2024	Futur 2054
τ (%)	3		
Population (habitants)	66512	86783	210645

II.2.2 BESOIN DOMESTIQUE A L'ETAT ACTUEL :

Les besoins domestiques ont pour but de satisfaire tous les types de consommateurs. Elles sont définies comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs d'où :

$$Q_{moyj} = \text{dot} \times N(\text{hab}) \times \frac{1}{1000} \text{ (m}^3\text{/j)} \dots\dots\dots (\text{II.2})$$

Dot : dotation moyenne journalière (l/j/hab)

N : nombre d'habitant

TABLEAU II.2 : Besoin domestique à l'état actuel 2024.

Horizon	Nombre d'habitants (habitants)	Dotation (l/j/hab)	Q _{moyj} (m3/j)
Actuel 2024	86783	180	15620.94

II.2.3 BESOIN DES EQUIPEMENTS A L'ETAT ACTUEL:

Le tableau suivant présente les besoins des équipements actuel

TABLEAU II.3 : besoin des équipements a l'état actuel 2024.

POS U1	nombre	nombre personnes	surfaces (m ²)	dot(l/j/unités)	Qmoy (l/j)	Qmoy (m3/j)
EFE 9classes	3	35	540	20	18900	18.9
CFPA	1	100		20	2000	2
Salle de soins	1	10		15	150	0.15
total					21050	21.05
POS U7	Nombre	Nombre	Surface	Dot(l/j/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy(m3/j)
Technicom	1	250		20	5000	5
Lycée	1	270		20	5400	5.4
Stade	1		250	6	1500	1.5
Hôtel	2	200		230	46000	46
Terrain de sport	1		250	6	1500	1.5
Gare routière	1	1960		15	29400	29.4
total					88800	88.8
POS U8	Nombre	Nombre	Surface	dot (l/j/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy(m3/j)
EFE	1	350		20	7000	7
Mosquée (Turque)	1	2500		10	25000	25
Espace verts			4100	6	24600	24.6
total					56600	56.6

POS U9						
	Nombre	Nombre	Surface	dot(l/j/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy(m3/j)
Maison de jeunes	1	50		30	1500	1.5
Hôtel	1	1000		230	230000	230
total					231500	231.5
POS U10						
	Nombre	Nombre	Surface	dot(l/j/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy(m3/j)
CEM	2	250		20	5000	5
Lycée	1	300		20	6000	6
Espace verts			1200	6	7200	7.2
total					18200	18.2
POS U11						
	Nombre	Nombre	Surface	dot(l/j/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy(m3/j)
EFE	1	320		20	6400	6.4
Bibliothèque	1	500		15	7500	7.5
Espace verts et boisés	1		3480	6	20880	20.88
total					34780	34.78
POS U12						
	Nombre	Nombre	Surface	dot(l/j/unités)	Qmoy (l/j)	Qmoy(m3/j)
EFE	1	300		20	6000	6
Mosquée	1	1200		10	12000	12
CEM	1	350		20	7000	7
Espace boisés			2400	6	14400	14.4
total					39400	39.4
POS U14						
	Nombre	Nombre	Surface	dot (l/j/unités)	Qmoy (l/j)	Qmoy (m3/j)
Protection civile	1	60		15	900	0.9
CFPA	2	100		20	400	0.4
total					1300	1.3
POS U22						
		Nombre	Nombre	Surface	dot (l/j/unités)	Qmoy (l/j)
AEF	1	300		15	4500	4.5
Polyclinique	1	250		15	3750	3.75
Centre commerciale	1		300	5	1500	1.5
total					9750	9.75
POS U23						
		Nombre	Nombre	Surface	dot (l/j/unités)	Qmoy (l/j)

Espace boisé	1		700	6	4.2	0.0042
--------------	---	--	-----	---	-----	--------

Protection civil	1	40		15	600	0.6
Marché hybdo	1		250	5	1250	1.25
Lycée	1	550	4400	15	8250	8.25
Centre vétérinaire	1	10		15	150	0.15
total					10250	10.25

POS U6				
Equipements	Nombre d'équipements	Effectifs (unité)	Dotation (l/j/unités)	Q (m3/j)
Hamman	2	100	150	15
Douches	3	45 postes	100	4,5
Ecoles primaires	2	640 élèves	20	12,8
Mosquées	2	3480 personne	10	34,8
Hôpital	1	450 lits	350	157,5
Ecole paramédicale	1	363	30	10,89
Résidence paramedical	1	225 residents	150	33,75
Prévention médicale	1	10 employes	30	0,3
Salle de soin	1	10 clients	15	0,15
Dispensaire anti tuberculeux	1	10 clients	30	0,3
Cabinets médicaux	7	14 employes	8	0,112
Ecoles privées	3	450 élèves	20	9
Prison	1	200 personne	50	10
Police	1	70 personnes	50	3,5
Gendarmerie	1	100 personnes	50	5
Justice	1	50	15	0,75
APC	3	60	15	0,9
Parc d'APC	1	30	10	0,3
Daïra	1	20	15	0,3
OPGI	1	20	15	0,3
SONELGAZ	1	50	15	0,75
PTT	3	55	25	1,375
Banques (BDL+BADR+CNEP)	3	30	15	0,45
Bureau administratif	1	21	15	0,3
Subdivision hydraulique	1	20	15	0,3
CRMA	1	10	15	0,15
Contributions	1	10	15	0,15
ANEM	1	10	15	0,15
ANSEJ	1	4 employés	15	0,06

Protection des forêts	1	30	15	0,45
Subdivision de service agricole	1	5 employés	15	0,075
Bureaux administratifs	5	15	15	0,225
Inspections	3	15 employés	15	0,225
Restaurants	15	45	15	0,675
Cafés	8	2000	10	20
Boulangeries	5	30 employés	170	5,1
Coiffeurs	14	42	200	8,4
Boucheries	14	28	250	7
Marché couvert	1	20 occupants	400	8
Jardins publics	2	9500 m ²	6	57
Total	116	-		410,987

II.2.4. Récapitulation de la consommation moyenne totale

Après les calculs des besoins domestiques et d'équipements, le tableau (II.4) illustre les besoins moyens journaliers.

Tableau II.4: Récapitulation des besoins moyens journaliers

Horizon	2024
Besoins domestiques (m ³ /j)	15620.94
Besoins des équipements (m ³ /j)	922.6212
Besoins totaux (m ³ /j)	16543,5612

On multiplie le débit moyen total par 1.15 (en cas de fuite) :

$$Q_{moyj} = 19025,095 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.2.5 BESOIN DOMESTIQUE A L'HORIZON D'ETUDE:

TABLEAU II.5: Besoin domestique à l'horizon d'étude 2054

Horizon	Nombre d'habitants (habitants)	Dotation (l/j/hab)	Qmoy.j (m3/j)
Long terme 2054	210645	180	21064.5

II.2.6 BESOIN DES EQUIPEMENTS A L'HORIEON D'ETUDE :

TABLEAU II.6 : besoin des équipements a l'horizon d'étude 2054

POS U1	nombre	nombre personnes	Surfaces (m ²)	dot(l/j/unités)	Qmoy (l/j)	Qmoy (m3/j)
EFE 9classes	3	35	540	20	18900	18,9
CFPA	1	100		20	2000	2
Salle de soins	1	10		15	150	0,15
Centre de santé	1	15	80	15	225	0,225
Jardin d'enfant	1		170	10	1700	1,7
Salle omnisports	1		700	20	14000	14
Auberge de jeune	1	45	100	30	1350	1,35
Espace vers et boisé	1		14300	6	85800	85,8
Cinéma	1	200	100	10	2000	2
total					126125	126,125
POS U3	Nombre	Nombre personne	Surface	dot(l/j/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy (m3/j)
EFE 9classes	1	35	540	20	6300	6,3
EFS (360)	1	360	500	20	7200	7,2
Aire de jeux	1	30	500	10	300	0,3
Espace verts	1		3100	6	18600	18,6
total					32400	32,4
POS U4	Nombre	Nombre personne	Surface	dot(l/j/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy(m3/j)
EFE 9classes		25		20	4500	4,5
Ecole coranique		150		20	3000	3
Centre socio-adm		40		15	600	0,6
Mosquées		1000		10	10000	10
Centre de santé		30		15	450	0,45
Aire de jeux		30		10	300	0,3
Espace verts			1200	6	7200	7,2
Total					26050	26,05
POS U7	Nombre	Nombre personne	Surface	Dot(l/j/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy(m3/j)
Technicom	1	250		20	5000	5

Lycée	1	270		20	5400	5,4
Stade	1		250	6	1500	1,5
Hôtel	2	200		230	46000	46
Terrain de sport	1		250	6	1500	1,5
Gare routière	1	1960		15	29400	29,4
Total					88800	88,8
POS U8	Nombre	Nombre personne	Surface	dot (l/j/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy(m3/j)
EFE	1	350		20	7000	7
Mosquée (Turque)	1	2500		10	25000	25
Espace verts			4100	6	24600	24,6
Total					56600	56,6
POS U9	Nombre	Nombre personne	Surface	dot(l/j/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy(m3/j)
Maison de jeunes	1	50		30	1500	1,5
Hôtel	1	1000		230	230000	230
Total					231500	231,5
POS U10	Nombre	Nombre personne	Surface	dot(l/j/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy(m3/j)
CEM	2	250		20	5000	5
Lycée	1	300		20	6000	6
Espace verts			1200	6	7200	7,2
Total					18200	18,2
POS U11	Nombre	Nombre personne	Surface	dot(l/j/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy (m3/j)
EFE	1	320		20	6400	6,4
Bibliothèque	1	500		15	7500	7,5
Espace verts et boisés	1		3480	6	20880	20,88
Total					34780	34,78
POS U12	Nombre	Nombre personne	Surface	dot(l/j/unités)	Qmoy (l/j)	Qmoy(m3/j)
EFE	1	300		20	6000	6
Mosquée	1	1200		10	12000	12
CEM	1	350		20	7000	7
Espace boisés			2400	6	14400	14,4
Total					39400	39,4
POS U13	Nombre	Nombre personne	Surface	dot(l/i/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy(m3/j)
EFE		500	540	20	10000	10
Jardin d'enfants		1	340	6	2040	2,04
Commerce 1ère			90	5	450	0,45
Espace verts			80	6	480	0,48
Total					12970	12,97

POS U14	Nombre	Nombre personne	Surface (m ²)	dot (l/j/unités)	Qmoy (l/j)	Qmoy (m3/j)
Jardin d'enfant	1	1	170	6	1020	1,02
Polyclinique	1	300	150	15	4500	4,5
Centre pédagogiques	1	50	150	10	500	0,5
Cinéma (500 Lacer)	1	500	100	10	5000	5
Centre commercial	1		200	5	1000	1
Salle de sport spécial	1	250	150	20	5000	5
Mosquée	1	1000	200	10	10000	10
Salle polyvalente	1	300	75	20	6000	6
Protection civile	1	60		15	900	0,9
CFPA	2	100		20	400	0,4
total					34320	34,32
POS U22	Nombre	Nombre personne	Surface	dot (l/j/unités	Qmoy (l/j)	Qmoy (m3/j)
AEF	1	300		15	4500	4,5
Polyclinique	1	250		15	3750	3,75
Centre commerciale	1		300	5	1500	1,5
total					9750	9,75
POS U23	Nombre	Nombre personne	Surface	dot (l/j/unités)	Qmoy (l/j)	Qmoy (m3/j)
Espace boisé	1		700	6	4,2	0,0042
	nombre	nombre personne	surface	dot(l/j/unités)	Qmoy(l/j)	Qmoy (m3/j)
POS AU1						
Protection civil	1	40		15	600	0,6
Marché hybdo	1		250	5	1250	1,25
Services et commerces	1	1	2000	5	10000	10
Hôtel des postes	1	300	120	230	69000	69
Salle omnisports (1000)	1	1000	700	20	20000	20
Piscine couverte (25 m)	1	1000	200	100	100000	100
CFPA	1	100	500	15	1500	1,5

Terrain de sport	1	250	1000	20	5000	5
Bibliothèque	1	500	200	15	7500	7,5
Cinéma (500 places)	500	100	15	7500	7,5	
Mosquée	1	3000	200	10	30000	30
Lycée	1	550	4400	15	8250	8,25
Centre vétérinaire	1	10		15	150	0,15
total					260750	260,75
POS AU3						
EFE (09 classes)	1	30	540	20	540	0,54
Commerce 1ère nécessité	1		75	5	375	0,375
Salle de sport (15 x 20)	1	150	100	20	3000	3
Aire de détente	1	1	16000	6	96000	96
total					99915	99,915
POS AU4						
EFE	2	720	2160	20	14400	14,4
EFS (360)	1	360	500	20	7200	7,2
Centre de santé	1	300	80	15	4500	4,5
Terrain de sport	1	250	320	15	3750	3,75
Commerce 1ère	1	1	90	5	450	0,45
Jardin d'enfant	1		170	6	1020	1,02
Salle polyvalente	1	200	57	20	4000	4
total					35320	35,32
POS UF1						
EFE (18 Classes)	30	2160	20	10800	10,8	
EFS (360)		360	500	20	380	0,38
Lycée		450	4400	20	470	0,47
Centre de santé	100	80	15	115	0,115	
Terrain de sport		320	15	15	0,015	
Salle polyvalente	300	75	20	320	0,32	
total					12100	12,1
POS UF2						
EFE (18 Classes)	30	1160	20	10800	10,8	

Aire de jeux			84	6	504	0,504
Salle des sports (30 x 20)	250	100	15	3750	3,75	
Salle polyvalent	300	75	20	6000	6	
total					21054	21,054
POS UF3						
EFE (18 Classes)	30	1080	20	10800	10,8	
Centre de santé	70	80	15	1050	1,05	
Jardin d'enfant	1	170	6	1020	1,02	
Terrain de foot ball	1	780	6	4680	4,68	
Maison de jeune	70	57	30	2100	2,1	
total					19650	19,65
POS UF4						
Protection civil	60	66	50	3000	3	
Hôtel des postes	120	120	230	27600	27,6	
Centre psychopédago	200	75	15	3000	3	
Salle oms (100)	100	700	20	2000	2	
Centre commercial	1	200	5	1000	1	
Mosquée		500	200	10	5000	5
total					41600	41,6
POS UF5						
EFE (09 Classes)	30	540	20	5400	5,4	
Terrain de sport	1	320	15	4800	4,8	
Salle polyvalente	300	75	20	6000	6	
Jardin d'enfant		170	6	1020	1,02	
total					17220	17,22

POS U6				
Equipements	Nombre d'équipements	Effectifs (unité)	Dotation (l/j/unités)	Q (m3/j)
Hamam	2	100	150	15
Douches	3	45 postes	100	4,5

Ecoles primaires	2	640 élèves	20	12,8
Mosquées	2	3480 personne	10	34,8
Hôpital	1	450 lits	350	157,5
Ecole paramédicale	1	363	30	10,89
Résidence paramedical	1	225 residents	150	33,75
Prévention médicale	1	10 employes	30	0,3
Salle de soin	1	10 clients	15	0,15
Dispensaire anti tuberculeux	1	10 clients	30	0,3
Cabinets médicaux	7	14 employes	8	0,112
Ecoles privées	3	450 élèves	20	9
Prison	1	200 personne	50	10
Police	1	70 personnes	50	3,5
Gendarmerie	1	100 personnes	50	5
Justice	1	50	15	0,75
APC	3	60	15	0,9
Parc d'APC	1	30	10	0,3
Daïra	1	20	15	0,3
OPGI	1	20	15	0,3
SONELGAZ	1	50	15	0,75
PTT	3	55 employees	25	1,375
Banques (BDL+BADR+CNEP)	3	30	15	0,45
Bureau administratif	1	21	15	0,3
Subdivision hydraulique	1	20	15	0,3
CRMA	1	10	15	0,15
Contributions	1	10	15	0,15
ANEM	1	10	15	0,15
ANSEJ	1	4 employés	15	0,06
Protection des forêts	1	30	15	0,45
Subdivision de service agricole	1	5 employés	15	0,075
Bureaux administratifs	5	15	15	0,225
Inspections	3	15 employés	15	0,225
Restaurants	15	45	15	0,675
Cafés	8	2000	10	20
Boulangeries	5	30 employés	170	5,1
Coiffeurs	14	42	200	8,4
Boucheries	14	28	250	7
Marché couvert	1	20 occupants	400	8
Jardins publics	2	9500 m2	6	57
Total	116	-		410,987

II.2.7 Récapitulation de la consommation moyenne totale

Après les calculs des besoins domestiques et d'équipements, le tableau (II.4) illustre les besoins moyens journaliers.

Tableau II.7: Récapitulation des besoins moyens journaliers

Horizon	2054
Besoins domestiques (m ³ /j)	37916.1
Besoins des équipements (m ³ /j)	1629.49
Besoins totaux (m ³ /j)	39545.59

On multiplie le débit moyen total par 1.15 (en cas de fuite) :

$$Q_{moy} = 45477.4345 \text{ m}^3/\text{j}$$

Remarque : on a pas changé de dotation par rapport a l'an 2024 car cela permet d'adapter les estimations aux spécificités locales, de s'appuyer sur un historique fiable de consommation, de réduire les coûts liés aux ajustements, d'assurer une gestion durable des ressources en eau, et de faciliter la sensibilisation des usagers à l'économie d'eau.

II.3. Consommations journalière (2024):

II.3.1 Débit maximum journalier :

Au cours de l'année, la consommation moyenne présente des maximums ou des pointes journalières. Cette consommation $Q_{max,j}$ peut être calculée à partir de la consommation moyenne

$$Q_{max} = Q_{moy,j}(\text{hab}) \times K_{max,j} \dots\dots(II.3)$$

- Q_{maxj} = débit maximum journalière
- Q_{moyj} = débit moyen journalière
- K_{max} = coefficient d'irrégularité de la consommation journalière maximale

On le prend = 1.25

$$Q_{maxj} = 23781.36 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.3.2 Débit minimum journalier

$$Q_{minj} = Q_{moy.j(hab)} \times K_{min.j} \dots\dots (II.4)$$

- Q_{min} = débit minimum journalière
- Q_{moyj} = débit moyen journalière
- K_{max} = coefficient d'irrégularité de la consommation journalière minimale

On le prend = 0.9

$$Q_{minj} = 17122.58 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.4 Consommation horaire :

$$Q_{moyh} = Q_{maxj} / 24 \dots\dots(II.5)$$

$$Q_{moyh} = 990.89 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.4.1 Consommation maximale horaire

$$Q_{max.h(hab)} = k_{max.h} \times Q_{moy.h} \dots\dots(II.6)$$

α_{max} : Facteur qui dépend de l'agglomération et du niveau de développementsanitaire

[1,2 – 1,6]

β_{max} : Facteur qui tient compte du nombre d'habitant de l'agglomération.

Tableau II.8 : Variation du β_{max} en fonction du nombre d'habitants

N× 1000	<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	1.10	1.03	1

$$k_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max} = 1.3 \times 1$$

$$Q_{max.h(hab)} = 1288.15 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.4.2 Consommation minimale horaire

$$Q_{min.h} = Q_{moy.h(hab)} \times K_{min.h} \dots\dots\dots(II.6)$$

α_{min} : Facteur qui dépend de l'agglomération et du niveau de développement sanitaire

[0.4 – 0.6]

β_{min} : Facteur qui tient compte du nombre d'habitant de l'agglomération.

Avec $k_{min.h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} = 0.6$

$$Q_{min.h} = 594,53 \text{ m}^3/\text{h}$$

Pour établir la répartition horaire du débit maximal journalier pour la ville de Sour El Ghozlane, nous utilisons la méthode de la variation horaire de la consommation. En nous basant sur le tableau ci-dessous, nous exprimons la variation du débit horaire en pourcentage du débit maximal journalier.

$$Q_h = \frac{P\% \times Q_{maxj}}{100} \dots\dots(II.7)$$

Tel que :

- Q_h : débit horaire nécessaire [m³/h] ;
- $P\%$: pourcentage horaire ;
- Q_{maxj} : débit maximum journalière

Tableau II.9 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

heures	nombre d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001 à 50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	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	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1
Total	100	100	100	100	100

(Source : B.SALAH . Alimentation en eau potable des agglomérations . ENSH)

Selon notre agglomération on prend les coefficients entre 50001 et 10000

Tableau II.10 : Etude de la consommation hoarier.

heures	Ch	Qh (l/s)	Ch(cumul)	Qh(cumul)
0-1	3	713.44	3	713.44
1-2	3.2	761.00	6.2	1474.44
2-3	2.5	594.53	8.7	2068.98
3-4	2.6	618.32	11.3	2687.29
4-5	3.5	832.35	14.8	3519.64
5-6	4.1	975.04	18.9	4494.68
6-7	4.5	1070.16	23.4	5564.84
7-8	4.9	1165.29	28.3	6730.13
8-9	4.9	1165.29	33.2	7895.41
9-10	5.6	1300.16	38.8	9195.57
10-11	4.8	1141.51	43.6	10337.08
11-12	4.7	1117.72	48.3	11454.80
12-13	4.4	1046.38	52.7	12501.18
13-14	4.1	975.04	56.8	13476.22
14-15	4.2	998.82	61	14475.04
15-16	4.4	1046.38	65.4	15521.42
16-17	4.3	1022.60	69.7	16544.02
17-18	4.1	975.04	73.8	17519.05
18-19	4.5	1070.16	78.3	18589.21
19-20	4.5	1070.16	82.8	19659.37
20-21	4.5	1070.16	87.3	20729.54
21-22	4.8	1141.51	92.1	21871.04

22-23	4.6	1093.94	96.7	22964.98
23-24	3.3	784.79	100	23750.59

Les figures suivantes représentent le graphiques de consommation et la courbe de consommation .

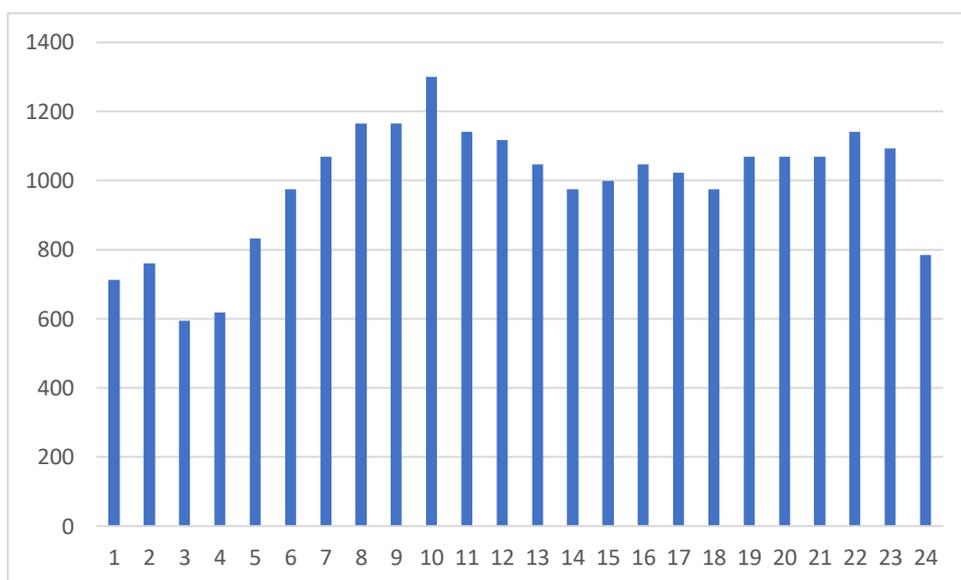


Figure II.1 : graphique de consommation horaire a l’an 2024

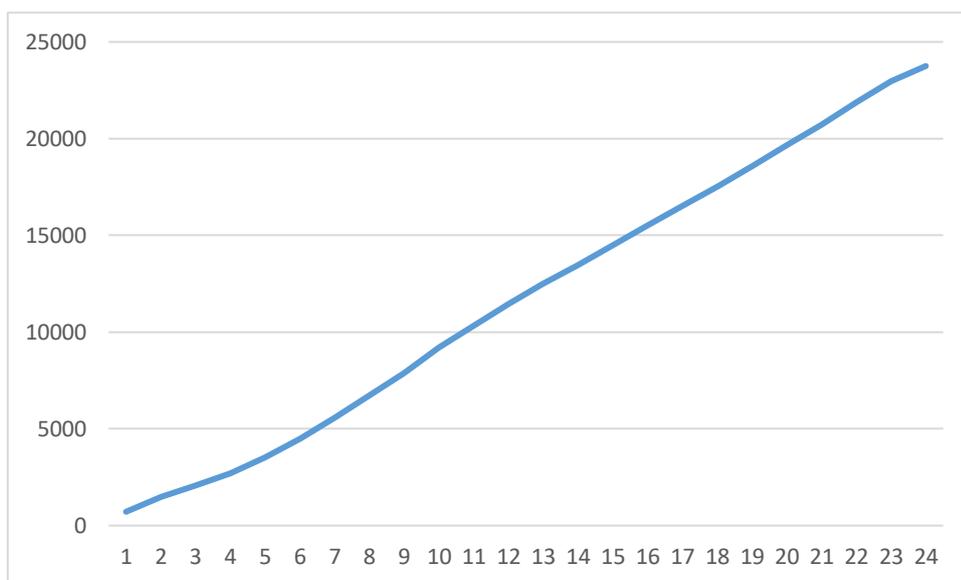


Figure II.2 : courbe de consommation a l’an 2024

II.5. Consommation journalière (2054):

II.5.1 Débit maximum journalier

Au cours de l'année, la consommation moyenne présente des maximums ou des pointes journalières. Cette consommation $Q_{\max,j}$ peut être calculée à partir de la consommation moyenne

$$Q_{\max,j} = Q_{\text{moy},j}(\text{hab}) \times K_{\max,j}$$

- $Q_{\max,j}$ = débit maximum journalière □
- $Q_{\text{moy},j}$ = débit moyen journalière □
- $K_{\max,j}$ = coefficient d'irrégularité de la consommation journalière maximum

On le prend = 1.25

$$Q_{\max,j} = 56846.79 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.5.2 Débit minimum journalier

$$Q_{\min,j} = Q_{\text{moy},j}(\text{hab}) \times K_{\min,j}$$

- $Q_{\min,j}$ = débit minimum journalière □
- $Q_{\text{moy},j}$ = débit moyen journalière □

$K_{\min,j}$ = coefficient d'irrégularité de la consommation journalière minimum

On le prend = 0.9

$$Q_{\min,j} = 40929.69 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.6 Consommation horaire (2054)

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j} / 24 = 2368.6138 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.6.1 Consommation maximale horaire

$$Q_{\max,h}(\text{hab}) = k_{\max,h} \times Q_{\text{moy},h}$$

$$k_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} = 1.3 \times 1$$

$$Q_{\max,h}(\text{hab}) = 3079.20129 \text{ m}^3/\text{h}$$

II.6.2 Consommation minimale horaire

$$Q_{\min,h} = Q_{\text{moy},h}(\text{hab}) \times K_{\min,h}$$

Avec $k_{min.h} = \alpha_{min} \times \beta_{min} = 0.6$

$Q_{min.h} = 1421.16983 \text{ m}^3/\text{h}$

Le tableau suivant représente la consommation horaire (2054)

Tableau II.11 : Etude de la consommation horaire

heures	Ch	Qh(l/s)	Ch(cumul)	Qh(cumul)
0-1	3.35	1904.37	3.35	1904.37
1-2	3.25	1847.52	6.6	3751.89
2-3	3.3	1875.94	9.9	5627.83
3-4	3.2	1819.10	13.1	7446.93
4-5	3.25	1847.52	16.35	9294.45
5-6	3.4	1932.79	19.75	11227.24
6-7	3.85	2188.60	23.6	13415.84
7-8	4.45	2529.68	28.05	15945.53
8-9	5.2	2956.03	33.25	18901.56
9-10	5.05	2870.76	38.3	21772.32
10-11	4.85	2757.07	43.15	24529.39
11-12	4.6	2614.95	47.75	27144.34
12-13	4.6	2614.95	52.35	29759.30
13-14	4.55	2586.53	56.9	32345.83
14-15	4.75	2700.22	61.65	35046.05
15-16	4.7	2671.80	66.35	37717.85
16-17	4.65	2643.38	71	40361.22
17-18	4.35	2472.84	75.35	42834.06
18-19	4.4	2501.26	79.75	45335.32
19-20	4.3	2444.41	84.05	47779.73
20-21	4.3	2444.41	88.35	50224.14
21-22	4.2	2387.57	92.55	52611.71

22-23	3.75	2131.75	96.3	54743.46
23-24	3.7	2103.33	100	56846.79

Les figures suivantes représentent le graphiques de consommation et la courbe de consommation .

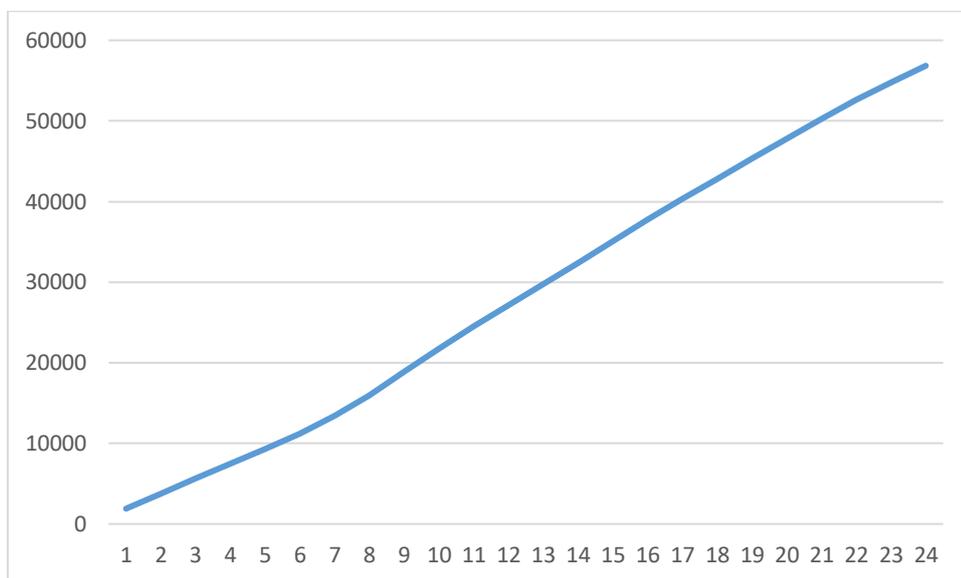


Figure II.3 : courbe de la consommation intégrale a l’horizon d’étude

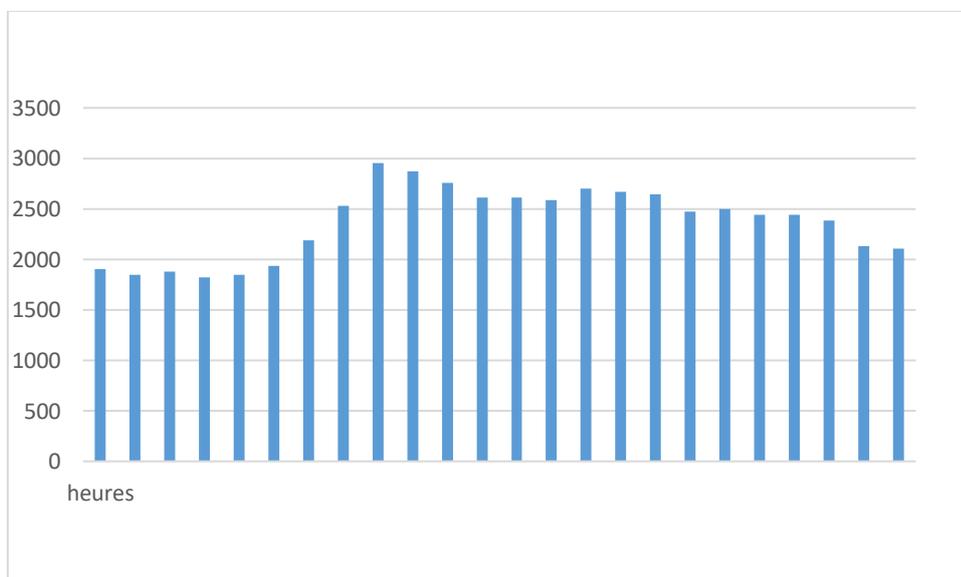


Figure II.4 : graphique de la consommation horaire a l’horizon d’étude

Conclusion :

À la fin de ce chapitre, nous avons approximativement déterminé les besoins en eau potable pour chaque type de consommateur, en prenant en compte les caractéristiques démographiques et socio-économiques de la commune pour l'année 2024, ainsi qu'à l'horizon de l'étude prévue pour 2054. Cette estimation a été réalisée en analysant divers facteurs tels que la croissance de la population, les habitudes de consommation, les variations saisonnières, et les impacts climatiques.

Ces données sont indispensables pour dimensionner les infrastructures composant notre système d'alimentation en eau potable, telles que les réservoirs, les conduites et les stations de traitement. En effet, des projections précises des besoins futurs nous permettent de concevoir des ouvrages capables de répondre efficacement à la demande croissante, d'assurer une distribution d'eau fiable, et de prévenir les problèmes d'approvisionnement qui pourraient survenir en raison d'une infrastructure inadéquate. De plus, en intégrant ces estimations dans notre planification, nous pouvons également prendre en compte les évolutions potentielles des réglementations et des standards de qualité de l'eau, garantissant ainsi la durabilité et la résilience de notre système d'AEP face aux défis futurs.

CHAPITRE III : Diagnostic

III.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est d'évaluer l'état et le fonctionnement actuel du système d'alimentation en eau de la ville de Sour El Ghozlane, en identifiant les défaillances qui impactent le réseau de distribution. Nous effectuerons ensuite une simulation hydraulique du réseau d'AEP à l'aide du logiciel EPANET pour déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau. Cette simulation inclura une vérification de l'état des conduites en cas de pointe et en cas de pointe plus incendie, pour la période actuelle (2024) et pour l'horizon d'étude (2054). Avant de lancer cette simulation, nous déterminerons les débits pour chaque tronçon et les débits aux nœuds du réseau.

III.2 DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE :

Le diagnostic hydraulique du réseau de distribution vise à évaluer les débits d'eau et les volumes requis, à vérifier que les pressions sont compatibles avec la hauteur des immeubles sans dépasser une limite prédéfinie, et à examiner les vitesses de l'eau dans les conduites. Cette analyse est réalisée dans des conditions critiques afin d'identifier d'éventuelles anomalies de fonctionnement hydraulique du réseau, telles que :

- Insuffisance ou excès de pression; moins de 1bar ou plus de 7 bars
- Qualité dégradée de l'eau; - Débit insuffisant soit trop d'eau
- Vitesse moins de 0,5 ou plus 2 m/s.

Parmi ces logiciels utilisés dans le cadre de cette étude : AutoCad, Cavadis, EpaCadd, Epanet.

III.2.1 Calcul hydraulique du réseau de distribution

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

- cas de pointe.
- cas de pointe plus incendie.

III.2.2 Détermination des débits du réseau :

La détermination des débits dans un réseau maillé pour l'agglomération du chef-lieu et réseau ramifié pour l'agglomération s'effectue de la manière suivante.

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.

- On calcule le débit en route pendant l’heure de pointe.
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

III.2.2.1 Débit spécifique:

Pour le calcul on admet l’hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique Q_{sp} qui est égal à :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \dots\dots\dots(III.1)$$

Avec :

- Q_p : débit de point (l/s) ;
- $\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons (m);

III.2.2.2 Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} * L_i \dots\dots\dots(III.2)$$

Avec Q_r : Débit en route ;

III.2.2.3 Débit aux nœuds

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum q_{ri} + \sum Q_{conc} \dots\dots\dots(III.3)$$

Avec :

- Q_{ni} : débit au nœud ;
- $\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré
- $\sum q_{ri}$: Somme des débits en route des tronçons reliant deux nœuds ;

Le tableau suivant représente les débits routes et débit nodaux de l’an 2024

$$Q_{sp} = 0,0280846$$

Tableau III.1: calcul des débits routes et débits nodaux cas de pointe (2024).

NŒUD	tronçons	longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N1	1 2	351,1	4,125	2.06

N2	2 1	351,1	4,125	7.51
	2 4	401	4,711	
	2 5	527	6,191	
N4	4 2	401	4,711	8.17
	4 5	426,2	5,007	
	4 7	563,3	6,618	
N5	5 2	527	6,191	7.55
	5 4	426,2	5,007	
	5 9	332,1	3,90	
N7	7 4	563,3	6,618	9.63
	7 8	271,1	3,18	
	7' 8'	804,2	9,45	
N8	8 7	271,1	3,18	8.77
	8' 7'	804,2	9,448	
	8 9	417,7	4,907	
N9	9 5	332,1	3,901	7.72
	9 8	417,7	4,907	
	9 11	565,1	6,639	
N11	11 9	565,1	6,639	8.30
	11 12	498,9	5,861	
	11 17	348,3	4,095	
N12	12 11	498,9	5,861	9.26
	12 16	530,7	6,235	
	12 13	545,9	6,413	
N13	13 12	545,9	6,413	5.39
	13 14	178,3	2,09	
	13 15	193,2	2,26	
N14	14 13	178,3	2,094	1.05
N15	15 13	193,2	2,268	1.13
N16	16 12	530,7	6,231	3.12
N17	17 11	348,3	4,092	7.57
	17 18	306,7	3,603	
	17 19	633,3	7,440	
N18	18 17	306,7	3,60	8.91
	18 53	698,5	8,206	
	18 21	511,3	6,007	
N19	19 23	474,4	5,57	19.46
	19 24	275,8	3,240	2.06
	19 57	1188,15	13,959	7.51
	19 25	740,8	8,703	
	19 17	633,3	7,440	

$\Sigma Q_n = Q_p$ vérifié

III.2.2.4 Calcul des débits nodaux cas de pointe plus incendie :

Ajoutant un débit de 17l/s au point défavorable

La pointe défavorable est le point le plus haut et loin du réservoir.

$$Q_n (n34) = 6.97 + 17 = 23,97 \text{ l/s}$$

Tableau III.2: calcul des débits nodaux et débits route en cas de pointe + incendie (2024).

Nœud	Tronçon	longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N1	1 2	351,1	4,125	2,062
N2	2 1	351,1	4,125	7,514
	2 4	401	4,711	
	2 5	527	6,191	
N4	4 2	401	4,711	8,168
	4 5	426,2	5,007	
	4 7	563,3	6,61	
N5	5 2	527	6,19	7,55
	5 4	426,2	5,007	
	5 9	332,1	3,90	
N7	7 4	563,3	6,61	9,62
	7 8	271,1	3,18	
	7' 8'	804,2	9,44	
N8	8 7	271,1	3,185	8,77
	8' 7'	804,2	9,44	
	8 9	417,7	4,90	
N9	9 5	332,1	3,90	7,72
	9 8	417,7	4,90	
	9 11	565,1	6,63	
N11	11 9	565,1	6,6	8,29
	11 12	498,9	5,86	
	11 17	348,3	4,092	
N12	12 11	498,9	5,86	9,25
	12 16	530,7	6,23	
	12 13	545,9	6,41	
N13	13 12	545,9	6,4	5,38
	13 14	178,3	2,09	
	13 15	193,2	2,26	
N14	14 13	178,3	2,09	1,04
N15	15 13	193,2	2,269	1,13
N16	16 12	530,7	6,23	3,11
N17	17 11	348,3	4,09	7,56
	17 18	306,7	3,60	
	17 19	633,3	7,44	
N18	18 17	306,7	3,60	8,90
	18 53	698,5	8,20	
	18 21	511,3	6,007	
N19	19 23	474,4	5,57	19
	19 24	275,8	3,2	
	19 57	1188,15	13,95	
	19 25	740,8	8,70	

	19 17	633,3	7,44	
--	-------	-------	------	--

III.2.3 Modélisation hydraulique du réseau projeté :

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

III.2.3.1 Présentation du logiciel de calcul EPANET :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux, nœuds (jonctions de tuyau), pompes vannes, bâches et réservoirs. EPANET calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau

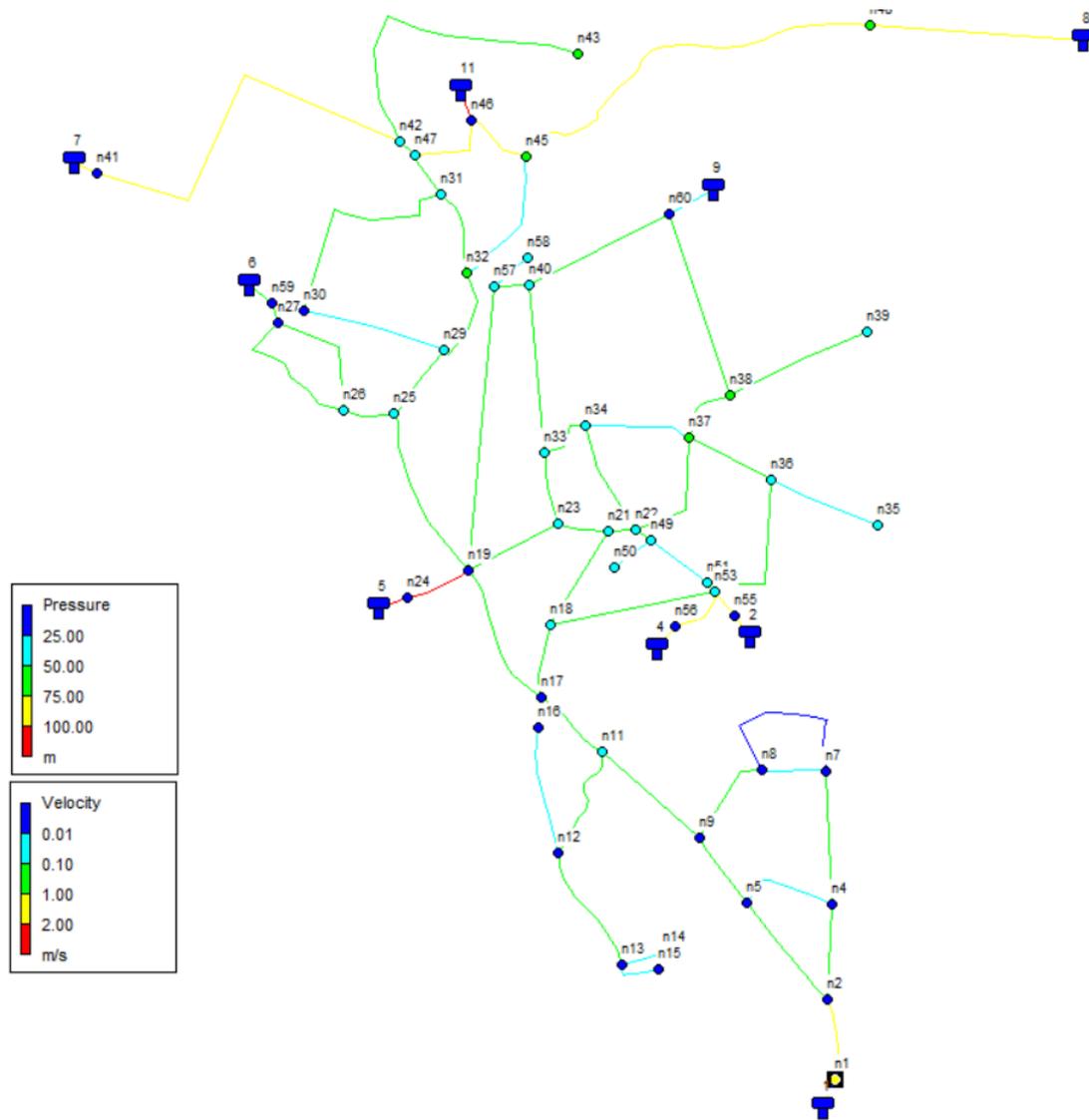


Figure III.1 : Schéma de la répartition des vitesses et des pressions en cas de pointe (2024) .
 La figure suivante montre un schéma de variation de pression

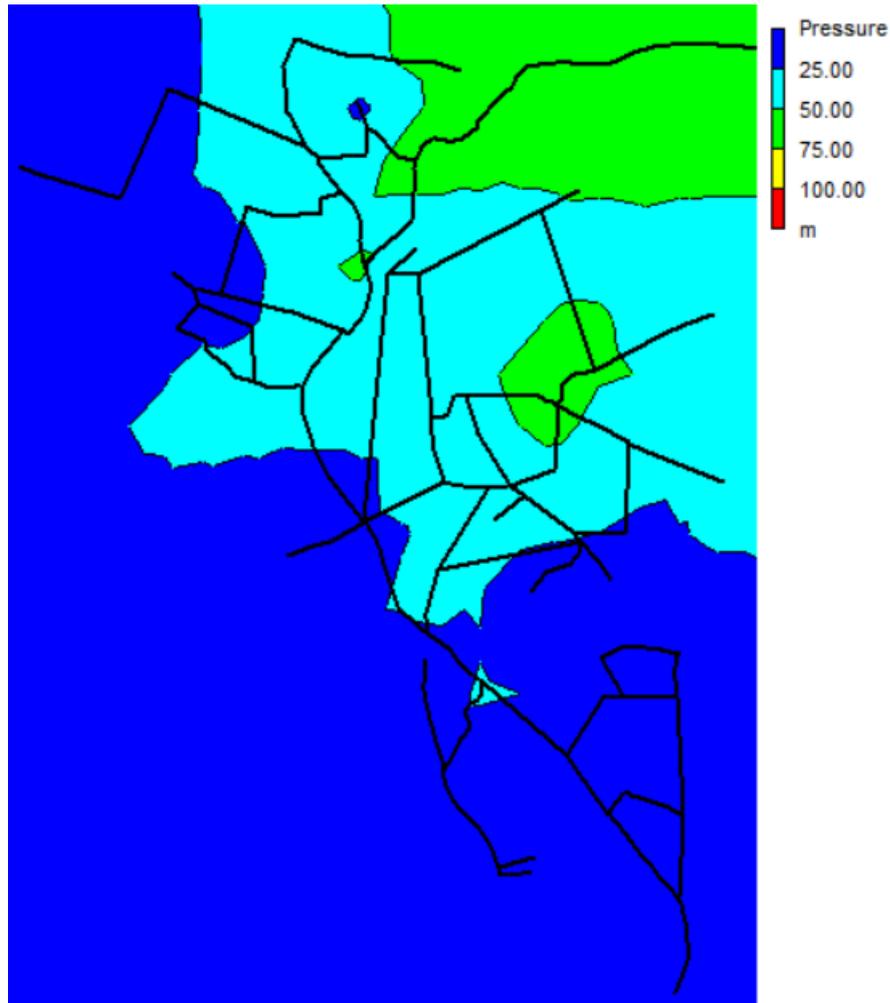


Figure III.2: schéma de la variation de pression en cas de pointe 2024

III.2.3.3 Fichier des résultats de la simulation en cas de pointe :

Le tableau suivant présente les résultats de la simulation sur les nœuds

Tableau III.3: calcul des pressions au nœuds en cas de pointe (2024).

Nœud	Débit (l/s)	élévation (m)	pression (mce)	Observation
n1	1.03	922.86	< 0	dépression
n2	3.75	919.80	< 0	dépression
n4	4.08	919.02	< 0	dépression
n5	3.78	919.01	0.01	
n7	4.81	918.67	3.67	
n8	4.38	918.67	1.67	
n9	3.86	918.82	13.82	
n11	4.14	918.92	26.92	
n12	4.63	916.47	18.47	
n13	2.69	916.03	< 0	dépression
n14	0.52	916.02	< 0	dépression
n15	0.56	916.02	< 0	dépression

n16	1.56	916.44	15.44	
n17	3.78	918.98	20.98	
n18	4.45	918.97	35.97	
n19	9.72	919.39	13.89	
n21	2.46	918.95	44.95	
n22	3.38	918.78	41.78	
n23	2.92	918.98	47.56	
n24	0.81	923.58	< 0	dépression
n25	3.81	918.36	40.21	
n26	4.22	918.03	35.11	
n27	3.79	917.88	21.87	
n29	3.99	917.17	41.17	

Le tableau suivant présente les résultats de la simulation sur les tronçons.

Tableau III.4: calcul des vitesses au niveau des tronçons en cas de pointe (2024)

Tronçon	longueur (m)	Diamètre (mm)	débit (l/s)	Vitesse (m/s)	matériau
p1	351.1	150	22.14	1.25	Acier
p3	527	150	8.53	0.48	Acier
p4	426.2	150	0.48	0.03	Acier
p6	271.1	150	0.32	0.02	Acier
p7	417.7	150	3.89	0.22	Acier
P8	332.1	150	5.23	0.30	Acier
p10	804.2	150	0.18	0.01	Acier
p11	498.9	125	9.97	0.81	Acier
p13	545.9	125	3.79	0.31	Acier
P14	178.3	125	0.52	0.04	Acier
p15	193.2	125	0.56	0.05	Acier
p16	530.7	150	1.56	0.09	Acier
P17	348.3	300	16.64	0.24	Acier
P18	306.7	400	14.71	0.12	Acier
p19	633.3	300	35.13	0.50	Acier
p21	114.2	200	19.86	0.63	Acier
P22	213	150	2.76	0.16	Acier
p24	275.8	250	114.61	2.33	Acier
p25	740.8	300	49.02	0.69	Acier
p26	215.7	200	17.36	0.55	Acier
p27	640.6	200	6.40	0.20	Acier
p29	341.8	200	27.85	0.89	Acier
p30	607	200	0.75	0.02	Acier
p32	965.1	250	30.91	0.63	Acier
p33	410.8	200	24.62	0.78	Acier

REMARQUES : Après la simulation sur Epanet on remarque des nœuds sont en dépression.

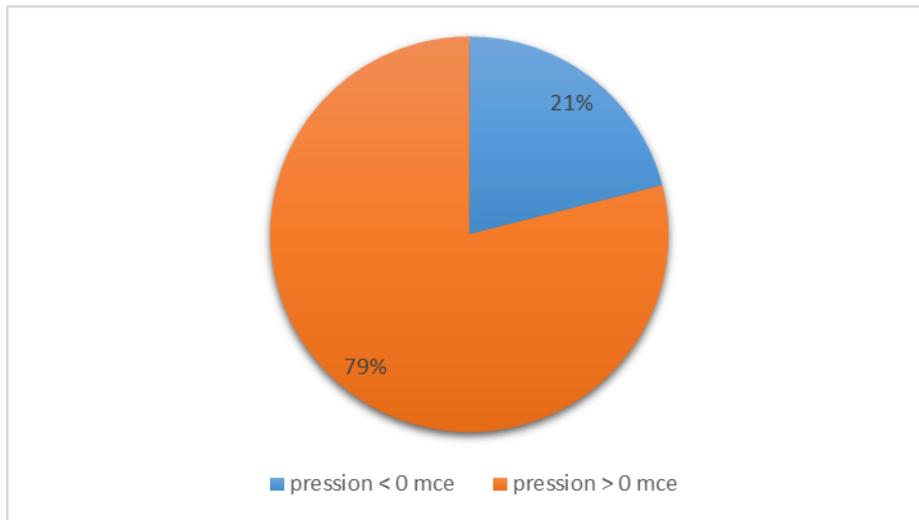


Figure III.3 : répartition des pressions en cas de pointe (2024)

On remarque aussi des tronçons sont de vitesse inférieure à 0.3m/s .

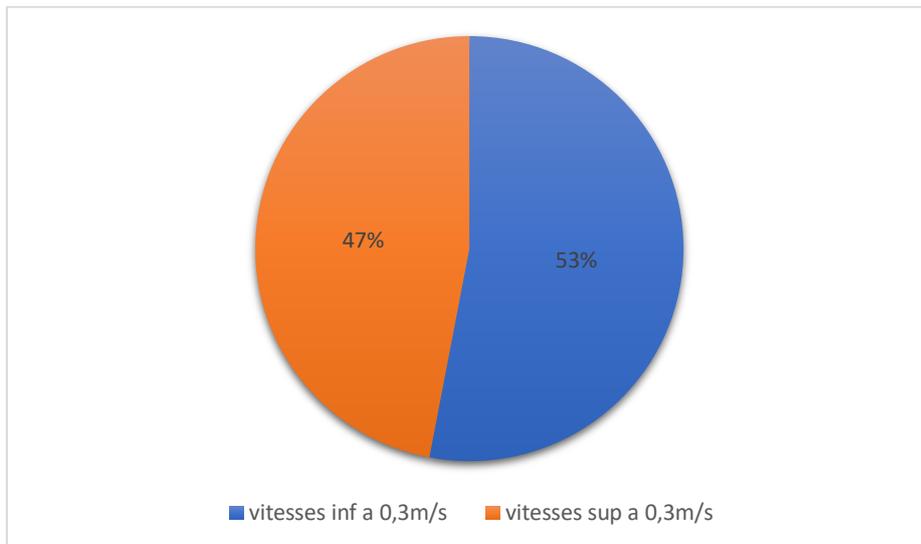


Figure III.4 : répartition des vitesses en cas de pointe (2024)

III.2.3.4 Simulation cas de pointe plus incendie (2024) :

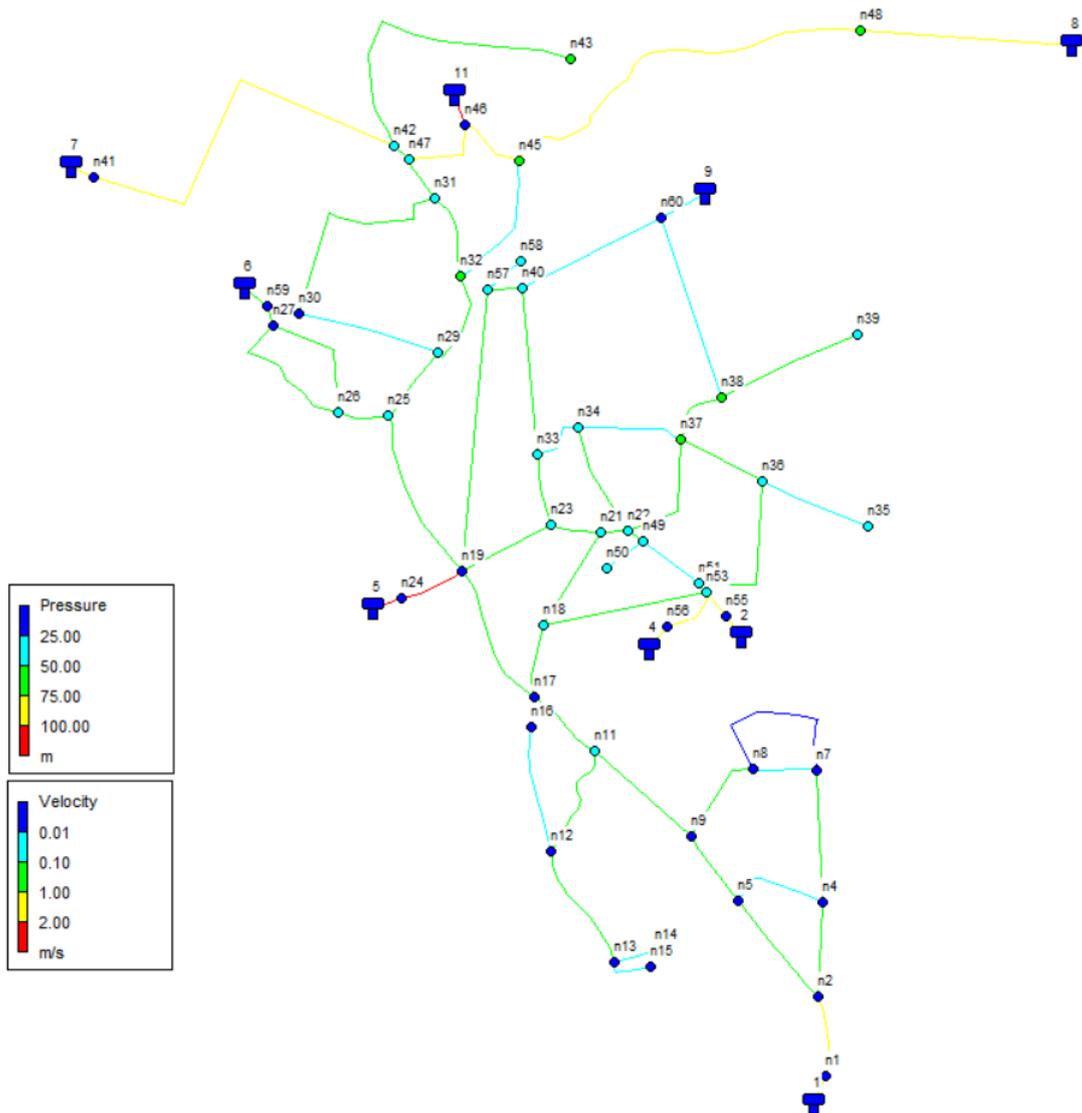


Figure III.5: Schéma de la répartition des vitesses et des pressions en cas de pointe + incendie (2024) .

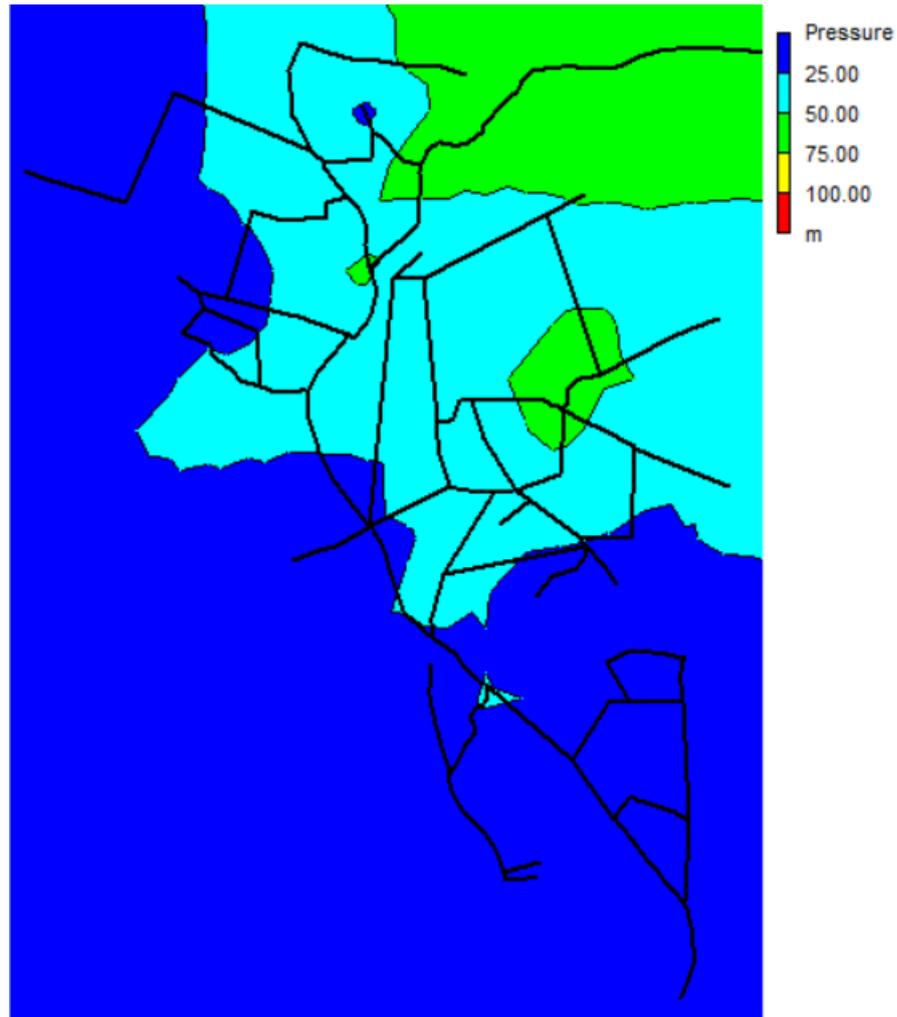


Figure III.6: schéma de la variation de pression au cas de pointe + incendie (2024)

III.2.3.5 Fichier des résultats de la simulation en cas de pointe + incendie:

Le tableau suivant présente les résultats de la simulation sur les nœuds.

Tableau III.5: calcul des pressions aux nœuds en cas de pointe + incendie (2024).

Nœud	Débit (l/s)	élévation (m)	Pression (mce)	Observation
n1	1.03	922.62	< 0	dépression
n2	3.75	919.51	< 0	dépression
n4	4.08	918.72	< 0	dépression
n5	3.78	918.72	< 0	dépression
n7	4.81	918.37	3.37	
n8	4.38	918.37	1.37	
n9	3.86	918.52	13.52	
n11	4.14	918.61	26.61	
n12	4.63	916.16	18.16	
n13	2.69	915.71	< 0	dépression
n14	0.52	915.71	< 0	dépression
n15	0.56	915.71	< 0	dépression

n16	1.56	916.13	15.12	
n17	3.78	918.67	20.67	
n18	4.45	918.66	35.66	
n19	9.72	919.12	13.62	
n21	2.46	918.63	44.63	
n22	3.38	918.42	41.42	
n23	2.92	918.67	47.25	
n24	0.81	923.37	< 0	dépression
n25	3.81	918.14	39.99	
n26	4.22	917.84	34.92	
n27	3.79	917.70	21.70	
n29	3.99	917.00	41.00	

Le tableau suivant présente les résultats de la simulation sur les tronçons.

Tableau III.6: calcul des vitesses aux tronçons au cas de pointe + incendie (2024)

Tronçon	longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Matériau
p1	351.1	150	22.14	1.25	Acier
p3	527	150	8.53	0.48	Acier
p4	426.2	150	-0.48	0.03	Acier
p6	271.1	150	0.32	0.02	Acier
p7	417.7	150	-3.89	0.22	Acier
P8	332.1	150	5.23	0.30	Acier
p10	804.2	150	0.18	0.01	Acier
p11	498.9	125	9.97	0.81	Acier
p13	545.9	125	3.79	0.31	Acier
P14	178.3	125	0.52	0.04	Acier
p15	193.2	125	0.56	0.05	Acier
p16	530.7	150	1.56	0.09	Acier
P17	348.3	300	-16.64	0.24	Acier
P18	306.7	400	14.71	0.12	Acier
p19	633.3	300	-35.13	0.50	Acier
p21	114.2	200	19.86	0.63	Acier
P22	213	150	-2.76	0.16	Acier
p24	275.8	250	-114.61	2.33	Acier
p25	740.8	300	49.02	0.69	Acier
p26	215.7	200	17.36	0.55	Acier
p27	640.6	200	6.40	0.20	Acier
p29	341.8	200	27.85	0.89	Acier
p30	607	200	-0.75	0.02	Acier
p32	965.1	250	30.91	0.63	Acier
p33	410.8	200	24.62	0.78	Acier

REMARQUES :

Après l'ajout du débit d'incendie on a remarqué une petite chute de pression au niveau des nœuds adjacents au nœud défavorable.

III.2.4.1 Calcul des débits nodaux cas de pointe : (à l'horizon d'étude 2054)

Le tableau qui des débits eu nœuds et les débits routes se trouve dans l'anexe

Tableau III.7: Calcul des débits route et débit nodaux en cas de pointe (2054)

$$\sum Q_{ni} = Q_p \text{ vérifié .}$$

III.2.4.2 Calcul des débits nodaux cas de pointe plus incendie (2054)

Ajoutant un débite de 17l/s au point défavorable

$$Q_n (n34) = 16.662 + 17 = 33.662 \text{ l/s}$$

Le tableau se trouve dans l'anexe

Tableau III.7 : calcul des débits routes et débit nodaux au cas de pointe plus incendie (2054)

III.2.5.1 Simulation sur Epanet cas de pointe (2054):

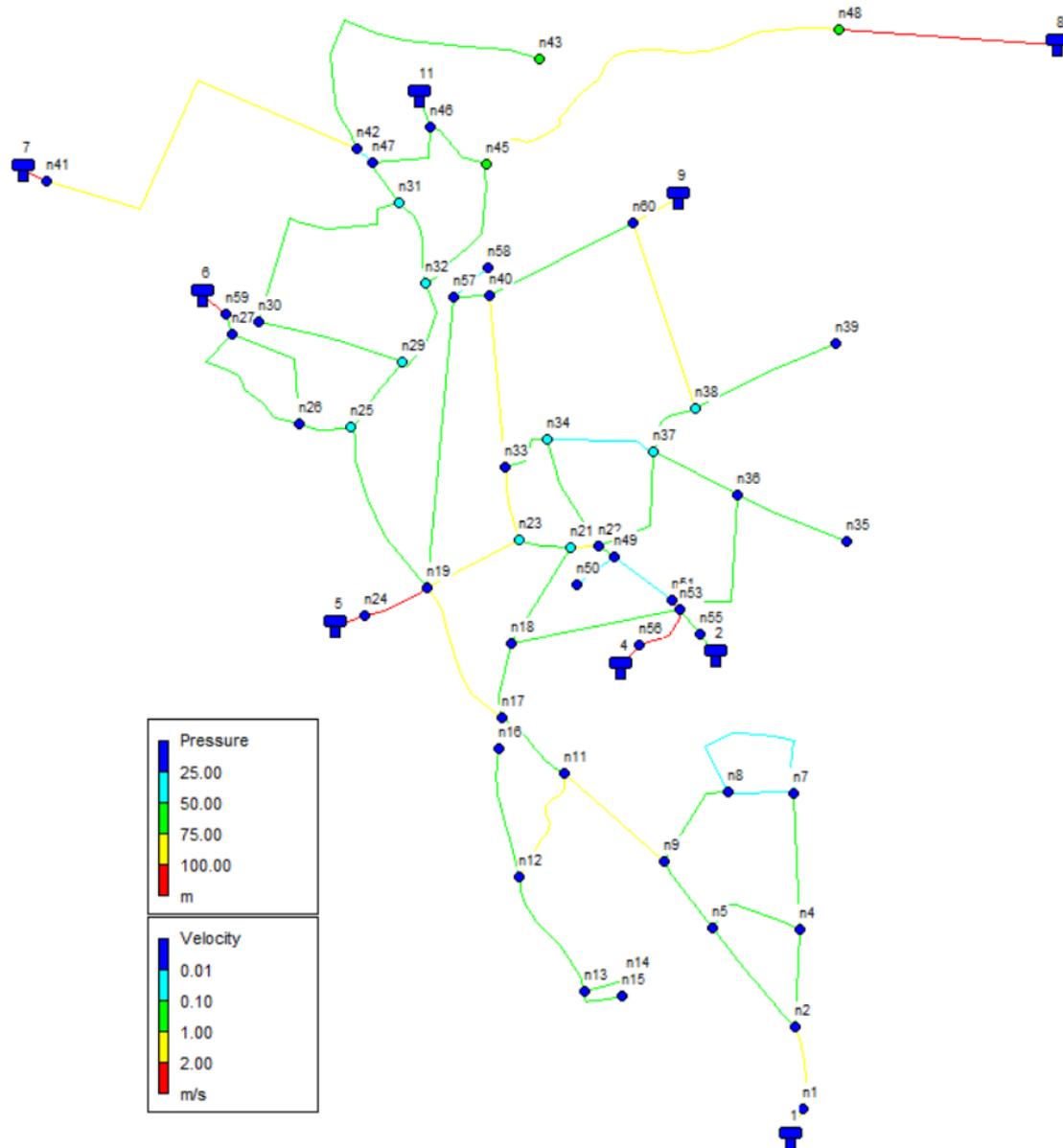


Figure III.7: Schéma de la répartition des vitesses et des pressions en cas de pointe (2054).

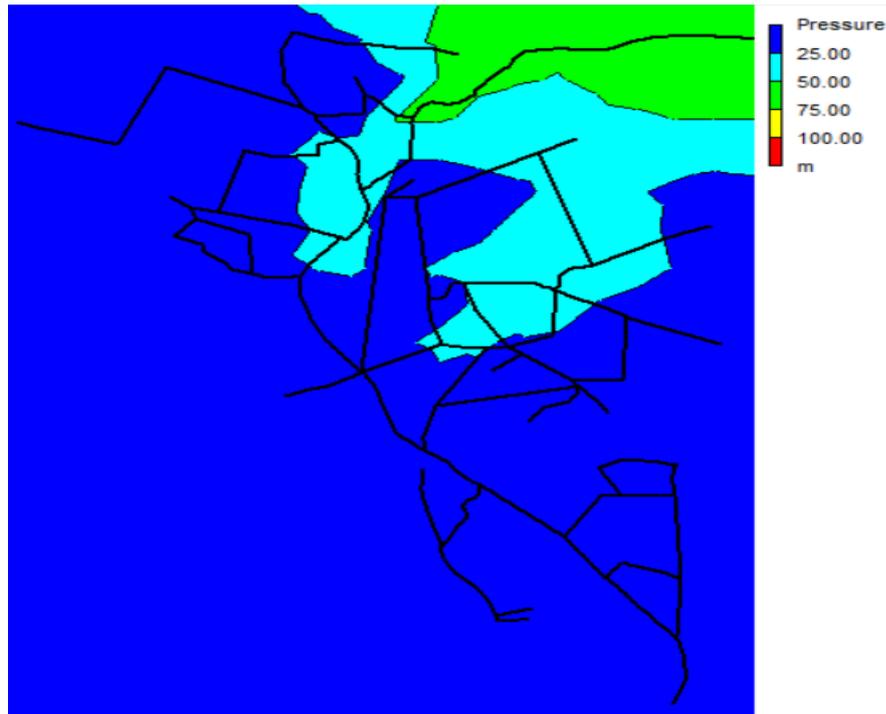


Figure III.8: variation de la pression au long du réseau de distribution en cas de pointe.

III.2.5.2 Fichier des résultats de la simulation en cas de pointe (2054) :

Le tableau suivant présente les résultats de la simulation sur les nœuds en cas de pointe (2054)

Tableau III.8: calcul des pressions aux nœuds en cas de pointe (2054)

Nœud	Débit (l/s)	Elévation (m)	Pression (mce)	Remarques
n1	2.47	965	< 0	pression négative
n2	8.98	934	< 0	pression négative
n4	9.76	927	< 0	pression négative
n5	9.02	919	< 0	pression négative
n7	11.5	915	< 0	pression négative
n8	10.48	917	< 0	pression négative
n9	9.23	905	< 0	pression négative
n11	9.91	892	9.94	
n12	11.06	898	< 0	pression négative
n13	6.44	950	< 0	pression négative

n14	1.25	944.85	< 0	pression négative
n15	1.36	946	< 0	pression négative
n16	3.73	901	< 0	pression négative
n17	9.05	898	4.63	
n18	10.65	883	19.61	
n19	23.25	905.5	< 0	pression négative
n21	5.89	874	28.5	
n22	8.1	877	24.7	
n23	6.99	871.42	31.37	
n24	1.93	937.46	<0	pression négative
n25	9.12	878.15	27.08	
n26	10.1	882.92	22.31	
n27	9.07	896	9.23	
n29	9.55	876	29.25	

Le tableau suivant présente les résultats de la simulation sur les tronçons en cas de pointe (2054)

Tableau III.9: calcul des vitesses au niveau des tronçons en cas de pointe (2054)

tronçons	longueur (m)	diamètre (mm)	vitesses (m/s)	matériau	observations
p1	351.1	150	1.24	Acier	
p3	527	150	0.48	Acier	
p4	426.2	150	0.03	Acier	faible vitesse
p6	271.1	150	0.02	Acier	faible vitesse
p7	417.7	150	0.22	Acier	faible vitesse
P8	332.1	150	0.29	Acier	faible vitesse
p10	804.2	150	0.01	Acier	faible vitesse
p11	498.9	125	0.81	Acier	
p13	545.9	125	0.31	Acier	
P14	178.3	125	0.04	Acier	faible vitesse
p15	193.2	125	0.05	Acier	faible vitesse
p16	530.7	150	0.09	Acier	faible vitesse
P17	348.3	300	0.24	Acier	
P18	306.7	400	0.10	Acier	faible vitesse
p19	633.3	300	0.47	Acier	
p21	114.2	200	0.57	Acier	
P22	213	150	0.15	Acier	faible vitesse
p24	275.8	250	2.32	Acier	
p25	740.8	300	0.71	Acier	

p26	215.7	200	0.58	Acier	
p27	640.6	200	0.22	Acier	
p29	341.8	200	0.91	Acier	
p30	607	200	0.01	Acier	faible vitesse
p32	965.1	250	0.64	Acier	
p33	410.8	200	0.79	Acier	

La figure suivante représente le pourcentage de répartition de pression en cas de pointe (2054)

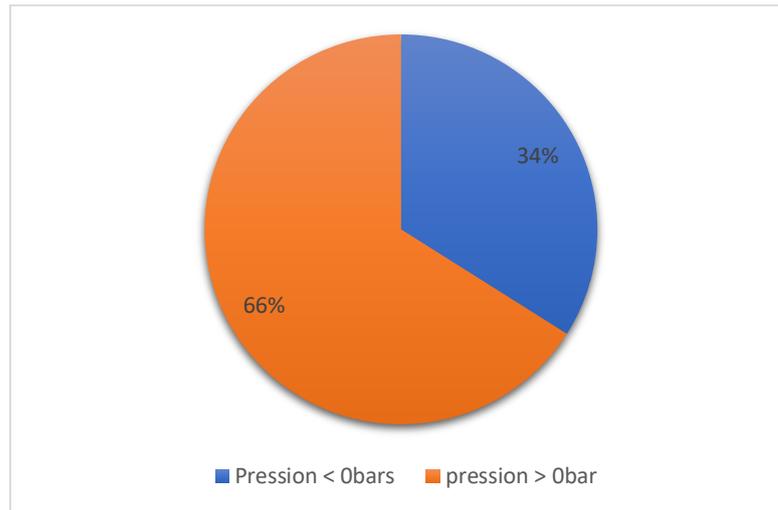


Figure III.9 : pourcentage de pression en cas de pointe (2054)

La figure ci-dessous représente le pourcentage de répartition des vitesses

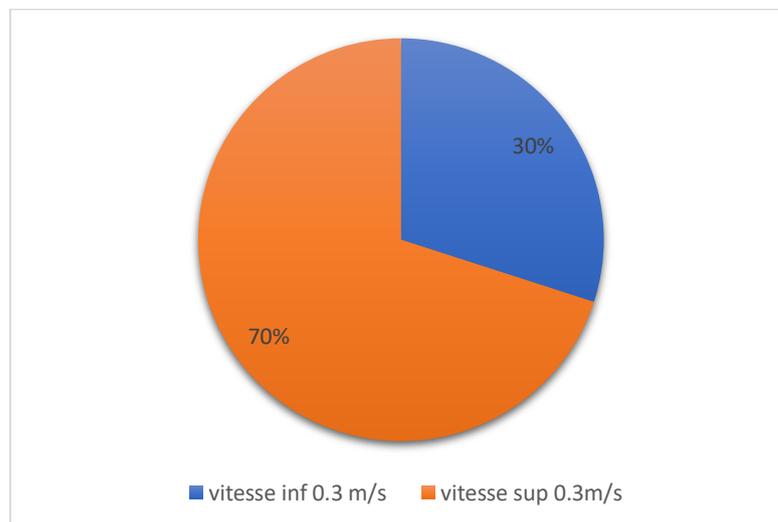


Figure III.10 : pourcentage des vitesses en cas de pointe (2054)

III.2.5.3 Simulation sur EPANET cas de pointe plus incendie (2054) :

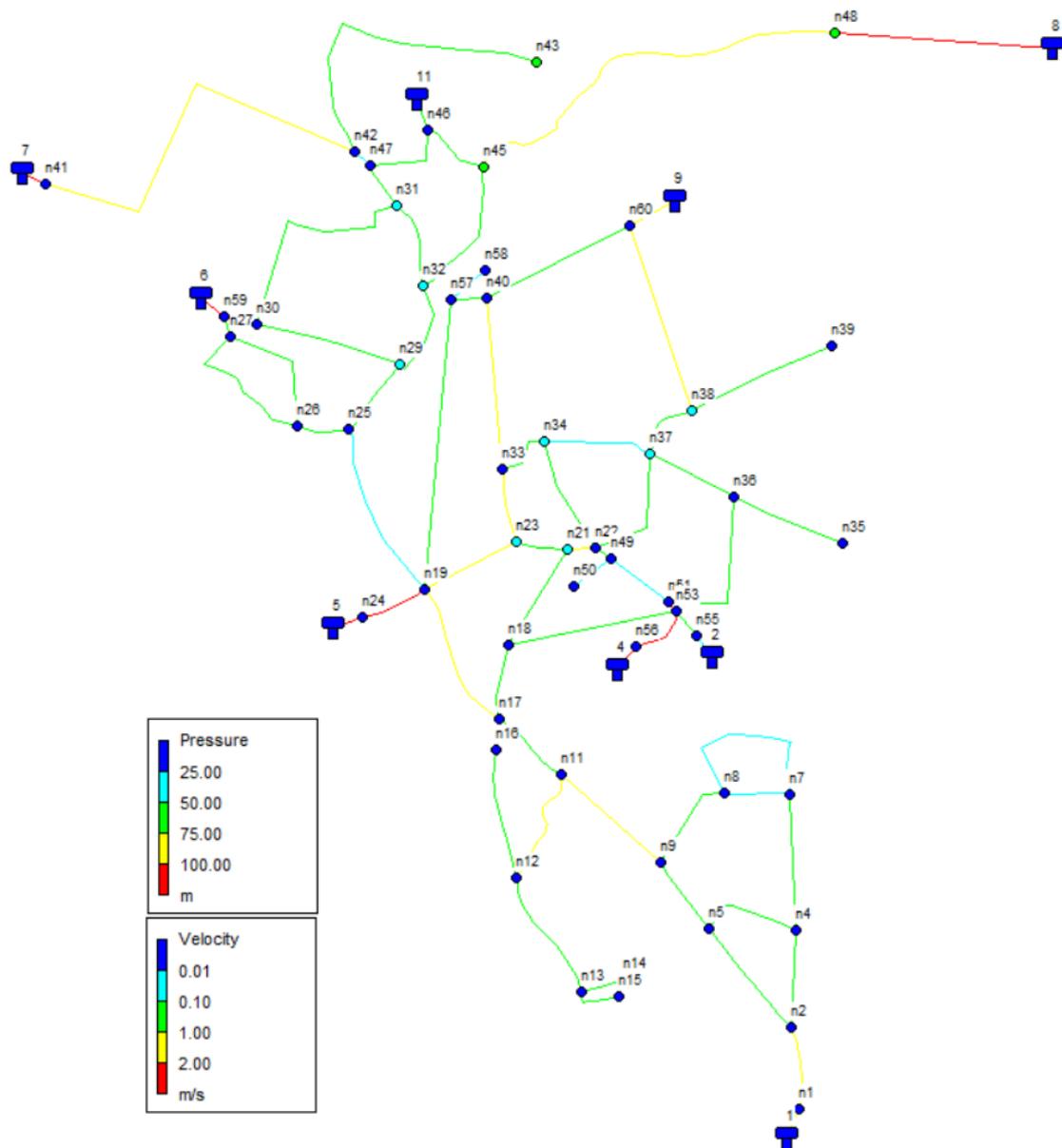


Figure III.11: Schéma de la répartition des vitesses et des pressions en cas de pointe + incendie(2054).

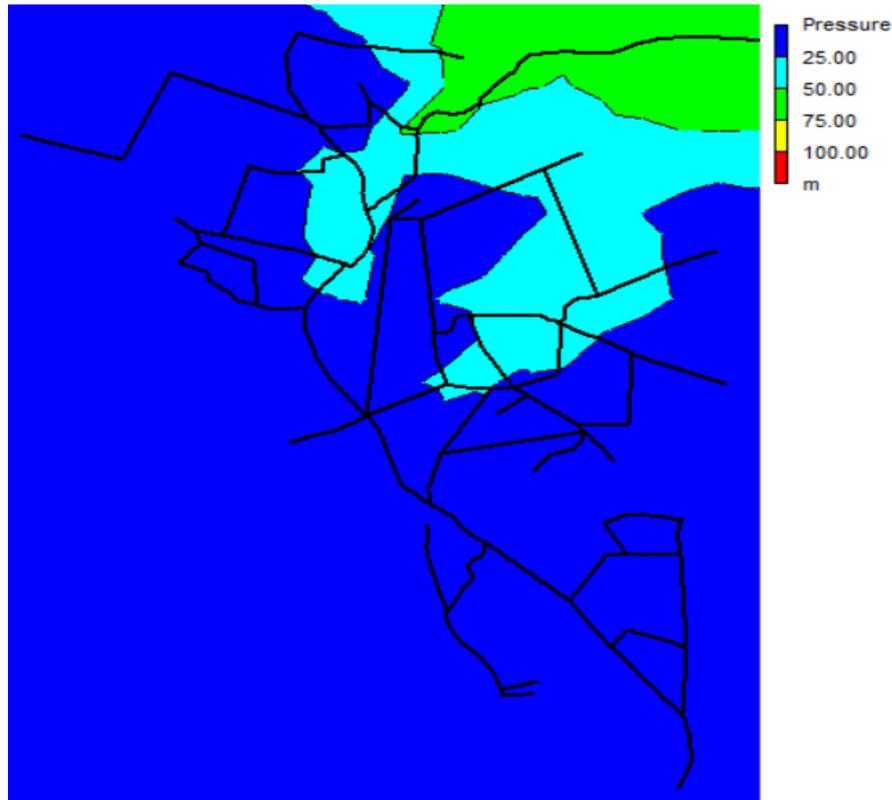


Figure III.12: variation de la pression au long du réseau de distribution en cas de pointe + incendie(2054)

III.2.5.4Fichier des résultats de la simulation en cas de pointe + incendie (2054) :

Le tableau suivant présente les problèmes au nœuds en cas de pointe + incendie.

Tableau III.10: Calcul des pressions au nœuds en cas de pointe + incendie (2054).

Nœud	Elévation (m)	Débit (l/s)	Pressure (m)	problème
n1	965	2.47	< 0	pression négative
n2	934	8.98	< 0	pression négative
n4	927	9.76	< 0	pression négative
n5	919	9.02	< 0	pression négative
n7	915	11.50	< 0	pression négative
n8	917	10.48	< 0	pression négative
n9	905	9.23	< 0	pression négative
n11	892	9.91	7.89	
n12	898	11.06	< 0	pression négative
n13	950	6.44	< 0	pression négative
n14	944.85	1.25	< 0	pression négative
n15	946	1.36	< 0	pression négative
n16	901	3.73	< 0	pression négative
n17	898	9.05	2.57	

n18	883	10.65	17.56	
n19	905.5	23.25	< 0	pression négative
n21	874	5.89	26.43	
n22	877	8.10	22.55	
n23	871.42	6.99	29.22	
n24	937.46	1.93	< 0	pression négative
n25	878.15	9.12	24.78	
n26	882.92	10.10	20.14	
n27	896	9.07	7.41	
n29	876	9.55	26.82	

Le tableau suivant présente les problèmes de vitesses au niveau des tronçons.

Tableau III.11 : Calcul des vitesses aux tronçons cas de pointe + incendie (2054)

tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse(m/s)	matériau	problème
p1	351.1	150	1.82	acier	
p3	527	150	0.57	acier	
p4	426.2	150	0.31	acier	
p6	271.1	150	0.09	acier	faible vitesse
p7	417.7	150	0.73	acier	
P8	332.1	150	0.26	acier	
p10	804.2	150	0.05	acier	faible vitesse
p11	498.9	125	1.94	acier	
p13	545.9	125	0.74	acier	
P14	178.3	125	0.10	acier	faible vitesse
p15	193.2	125	0.11	acier	faible vitesse
p16	530.7	150	0.21	acier	
P17	348.3	300	0.86	acier	
P18	306.7	400	0.13	acier	faible vitesse
p19	633.3	300	1.22	acier	
p21	114.2	200	1.39	acier	
P22	213	150	0.38	acier	
p24	275.8	250	3.21	acier	forte vitesse
p25	740.8	300	0.08	acier	faible vitesse
p26	215.7	200	0.36	acier	
p27	640.6	200	0.33	acier	
p29	341.8	200	0.25	acier	
p30	607	200	0.26	acier	
p32	965.1	250	0.33	acier	
p33	410.8	200	0.21	acier	

REMARQUES :

Après avoir calculé les débits nodaux et les débits sur les routes, puis réalisé une simulation pour l'année 2024 et à l'horizon 2054, nous avons constaté que les résultats des vitesses et des pressions dans le réseau d'alimentation en eau potable ne se situent pas dans les intervalles requis. En effet, 21 % des nœuds du réseau sont en dépression, et plus de 50 % des conduites affichent des vitesses d'écoulement insuffisantes.

Ces insuffisances entraînent des problèmes notables, notamment des pénuries d'eau pour les consommateurs, surtout dans les zones les plus touchées par les dépressions. Les nœuds en dépression souffrent souvent d'un approvisionnement intermittent, rendant difficile l'accès à une ressource essentielle pour les habitants. Parallèlement, les conduites qui fonctionnent à faible vitesse sont plus susceptibles de subir des encrassements et des dépôts, ce qui peut aggraver les problèmes de distribution et affecter la qualité de l'eau.

Les pannes fréquentes, résultant de cette situation, impactent non seulement la satisfaction des usagers, mais également la fiabilité du système d'approvisionnement en eau. En conséquence, l'état actuel du réseau révèle la nécessité d'une analyse approfondie pour comprendre les causes sous-jacentes de ces défaillances et les conséquences sur le service d'eau potable à Sour El Ghozlane.

III.3 DIAGNOSTIC PHYSIQUE :

Le diagnostic est le processus d'évaluation de l'état des différents ouvrages hydrauliques du réseau de distribution d'eau potable. Il consiste à examiner et analyser minutieusement chaque composant du réseau pour déterminer les causes spécifiques des problèmes observés, tels que les fuites, les pannes, ou les inefficacités. Ce processus permet de collecter des données précises sur l'état actuel des infrastructures, d'identifier les anomalies et les facteurs contribuant à ces dysfonctionnements.

III.3.1 ETAT DES RESERVOIRS :

SOUR-EL-GHOZLANE est dotée de neuf (09) réservoirs, dont les caractéristiques sont données par un tableau dans le chapitre du stockage ou l'état physique de quelques réservoirs est très mauvais et devrais être rénové .

La figure suivante montre l'un des réservoirs en mauvais état



Figure III.13 : la cuve du réservoir Bouhaya.

(source : CTH)

Remarque : apparition des traces de fuites.

III.3.2 ETAT DES CONDUITES ET CHAMBRES A VANNES :

La figure suivante montre le type des conduites du réseau de distribution



Figure III.14 : type des conduites du réseau de distribution

La figure suivante montre l'état catastrophique d'une des chambres à vannes du réservoir Bekouche.



Figure III.15 : la chambre des vannes d'arrivées et de départ.

(source : CTH)

Remarque : les conduites de départ et d'arrivées sont en très mauvais état

La figure suivante montre l'état de conduite trop plein.



Figure III.16: conduite trop plein

(source : CTH)

Remarque : la conduite trop pleine contient une fuite

La figure ci-dessous montre la conduite de vidange



Figure III.17 : conduite de vidange

Remarque : la conduite de vidange est corrodé .

Les figures suivante présente la chambre a vanne avec leurs conduites du réservoir Bouhaya.



Figure III.18: chambre des vannes.



Figure III.19: conduite de la chambre a vanne

(source : CTH)

Conclusion :

Après avoir établi un diagnostic physique approfondi du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Sour El Ghozlane, nous avons réalisé des simulations hydrauliques pour les horizons de calcul 2024 et 2054. Ce processus nous a permis d'identifier plusieurs points critiques nécessitant une attention urgente et des interventions de rénovation.

Tout d'abord, l'état dégradé de la majorité des conduites en acier a été mis en évidence, avec des signes d'usure significatifs et des corrosions visibles qui compromettent leur intégrité structurelle. Ces conduites, essentielles au transport de l'eau, présentent également un taux de fuite préoccupant, notamment au niveau des joints et des raccords, ce qui entraîne des pertes d'eau importantes et une augmentation des coûts d'exploitation.

Les résultats des simulations hydrauliques ont également révélé des insuffisances en termes de pressions et de vitesses de l'eau dans plusieurs sections du réseau. Dans certains cas, les pressions sont en deçà des niveaux requis pour garantir un approvisionnement constant et efficace, ce qui pourrait compromettre la fonctionnalité et la fiabilité du réseau à long terme. De plus, les vitesses d'écoulement dans certaines conduites sont insuffisantes, ce qui favorise l'accumulation de sédiments et d'autres contaminants, augmentant ainsi le risque de dégradations supplémentaires de la qualité de l'eau.

Ces éléments soulignent la nécessité de prendre des mesures pour remédier à ces problèmes, car la dégradation continue du réseau pourrait entraîner des interruptions de service fréquentes et des désagréments pour la population, affectant ainsi la satisfaction des usagers et la santé publique. En somme, le diagnostic et les simulations mettent en lumière les défis auxquels le réseau d'AEP de Sour El Ghozlane est confronté, nécessitant une réflexion stratégique pour assurer un approvisionnement en eau potable fiable et durable pour les années à venir.

CHAPITRE IV : Stockage

IV.1 Introduction :

Le réservoir est un ouvrage hydrotechnique indispensable dans un réseau d'AEP. Il agit comme un dispositif de contrôle du débit et de la pression entre la phase d'acheminement de l'eau et celle de sa distribution. Dans ce chapitre, nous examinerons les capacités de stockage d'eau requises pour notre communauté afin de garantir le bon fonctionnement du réseau et de répondre aux besoins actuels ainsi qu'à ceux prévus à l'horizon étudié pour la communauté.

IV.2 Utilité des réservoirs :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage, contrairement au cas d'injection directe dans le réseau d'où simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau, qui ne subiront pas les variations journalières et préservation des ouvrages et des nappes ou des gisements aquifères.
- Emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution pendant les heures où la consommation devient importante.
- Continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution.
- Disponibilité de la réserve d'incendie.
- Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relai.
- Dans le cas où le réseau est étendu longitudinalement, et que de faibles pression apparaissent aux points éloignés, on peut installer un deuxième réservoir (d'extrémité ou d'équilibre).

IV.3 Classification des réservoirs :

IV.3.1 Selon le matériau:

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

IV.3.2 Selon la situation des lieux:

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

IV.4 Emplacement et Altitude des réservoirs :

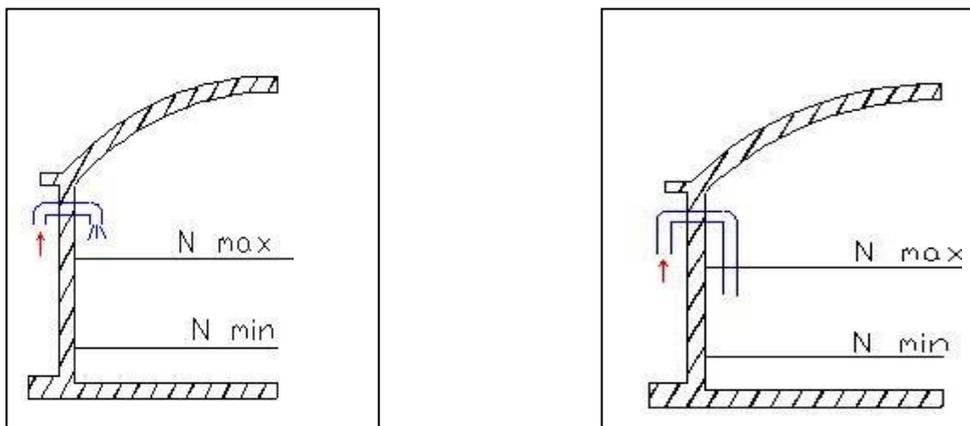
- L'emplacement d'un réservoir dépend de la topographie. Il doit permettre d'assurer une pression au moment de la pointe. Pour cela l'altitude de la cuve (radier) doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique nécessaire au niveau du réseau de distribution.
- Pour déterminer la cote du radier, il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et la plus haute cote piézométrique à desservir, ce qui définira le type de réservoir à adopter. La cote du radier de la cuve, pourra être augmentée de quelques mètres pour tenir compte d'éventuelles extensions futures de l'agglomération.

IV.5 Equipements des réservoirs d'alimentation :

IV.5.1 Conduite d'arrivée :

De préférence en siphon noyé ou par le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage. Cette arrivée permet le renouvellement de l'eau.

Arrivé par le haut :

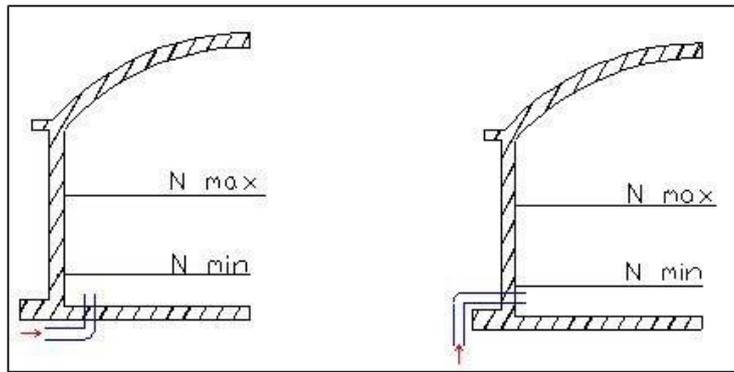


Arrivée par surverse

Arrivée noyée

Figure IV.1 : Conduite d'arrivée par le haut.

Arrivée par le bas :



Par le fond

par le bas

Figure : IV.2 Conduite d'arrivé par le bas.

IV.5.2. Conduite de départ :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à 15 ou 20cm audessus du radier pour éviter l'entrée des matières en suspension.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse.

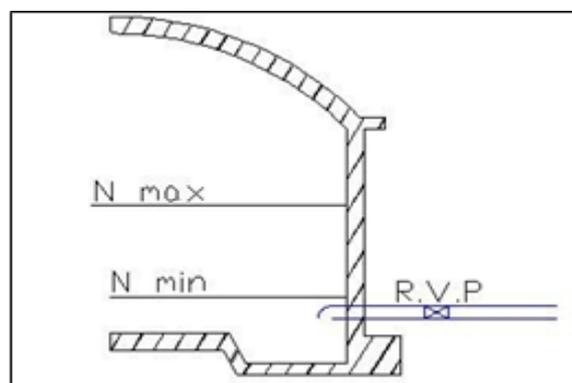


Figure IV .3 : Conduite de départ.

IV.5.3. Conduite de trop plein :

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

IV.5.4. Conduite de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein.

Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

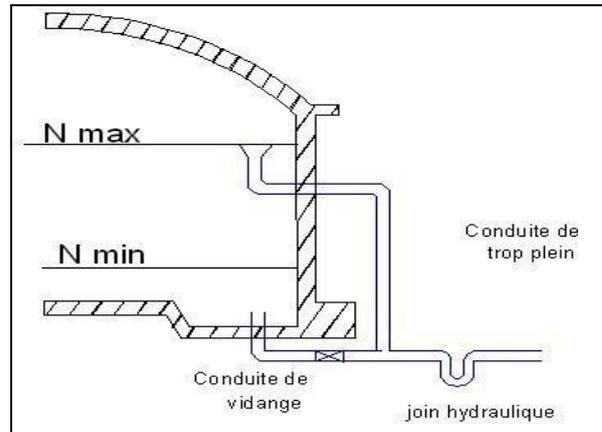


Figure IV.4 : Conduite de vidange et de trop plein.

IV5.5. Conduite by-pass :

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

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

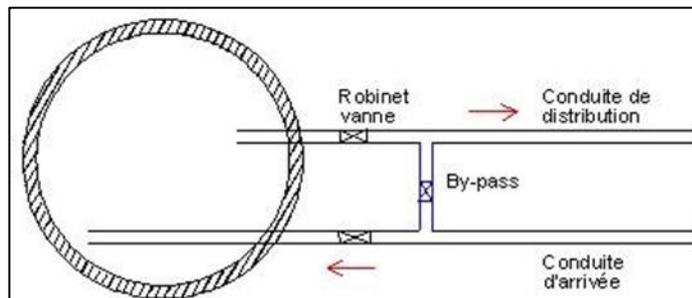


Figure IV .5 : conduite by-pass

IV.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

IV.6.1 Système à siphon : le siphon se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint, grâce à l'évent, pour que la réserve ne soit pas entamée. Ainsi la réserve est constamment renouvelée tout en restant disponible tout le temps.

IV.6.2 Système à deux prises : rarement utilisé du fait de l'existence d'une tranche d'eau morte : la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée

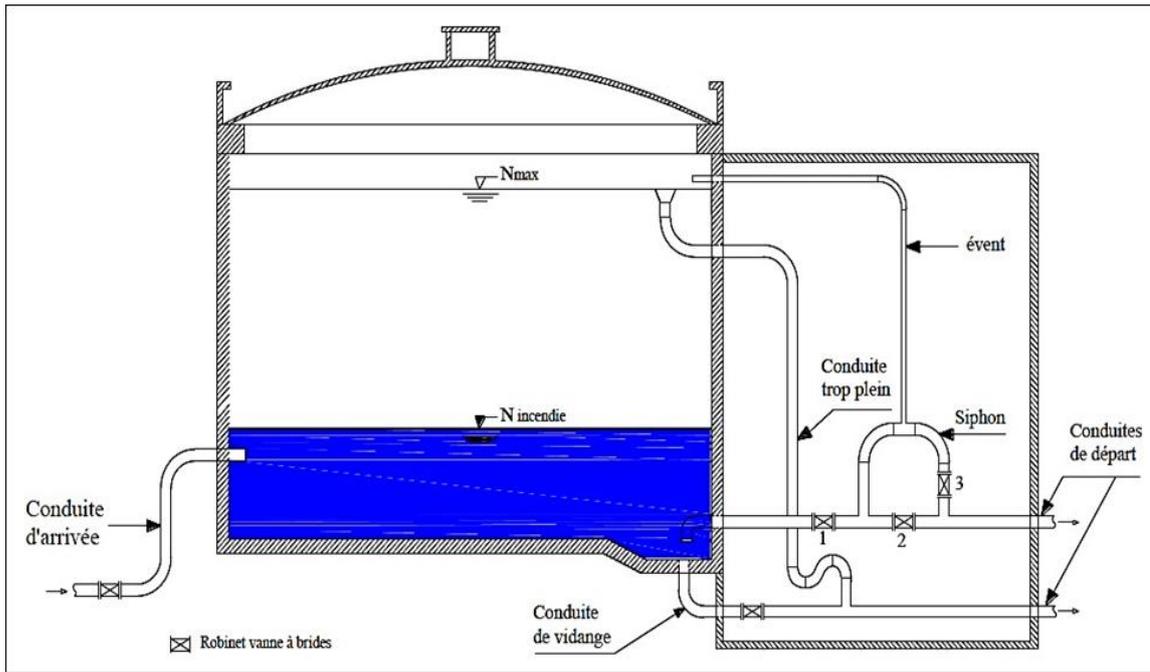


Figure IV.6 : Schéma explicatif des équipements dans un réservoir.

IV.7 Détermination du volume des réservoirs d'alimentation :

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

La méthode analytique

La méthode graphique

IV.7.1 La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera

$$V_r = a * Q_{max, j} 100 \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots (IV.1)$$

V_r : capacité résiduelle (m³),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%)

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

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \dots\dots (IV.2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

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

IV.7.2 Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l’apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d’apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{max} = |V_{+}| + |V_{-}| \text{ (%) } \dots\dots (IV.3)$$

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

$$V_r = Q_{max.j} * R_{max} / 100 \dots\dots (IV.4)$$

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \dots\dots (IV.5)$$

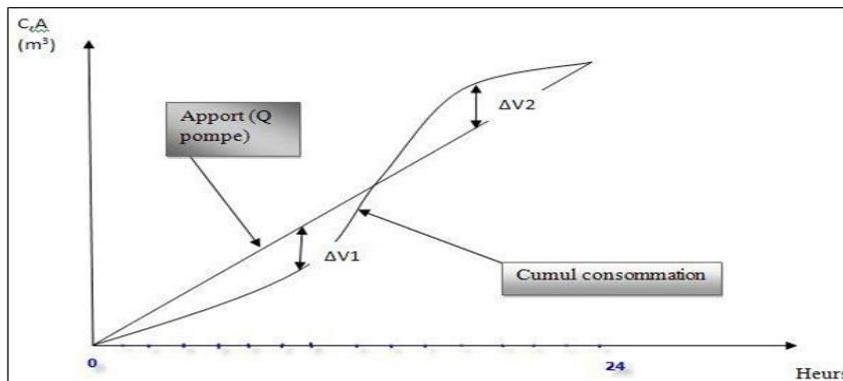


Figure IV.7 : Courbe apport – consommation.

IV.7.3 Dimensionnement du réservoir :

Tableau IV.1: Réservoir de stockage .

heures	Ch %	refoulement	l'arrivée de l'eau	départ d'eau	reste du réservoir
0_1	3	5	2		2
1_2	3.2	5	1.8		3.8
2_3	2.5	5	2.5		6.3
3_4	2.6	5	2.4		8.7
4_5	3.5	5	1.5		10.2
5_6	4.1	5	0.9		11.1
6_7	4.5	5	0.5		11.6
7_8	4.9	5	0.1		11.7
8_9	4.9	5	0.1		11.8
9_10	5.6	5		0.6	11.2

10_11	4.8	5	0.2		11.4
11_12	4.7	5	0.3		11.7
12_13	4.4	5	0.6		12.3
13_14	4.1	5	0.9		13.2
14_15	4.2	5	0.8		14
15_16	4.4	5	0.6		14.4
16_17	4.3	0		4.3	10.3
17_18	4.1	0		4.1	6.2
18_19	4.5	0		4.5	1.7
19_20	4.5	0		4.5	-2.6
20_21	4.5	5	0.5		-2.3
21_22	4.8	5	0.2		-2.1
22_23	4.6	5	0.4		-1.7
23_24	3.3	5	1.7		0
	100				

$$V_r = 17 * 56846.7 / 100$$

$$V_r = 9663.939 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_r + V_{inc} = 9663.939 + 120 = 9783.939 \text{ m}^3$$

IV.7.4 Bilan de stockage :

On a établi un bilan entre la capacité de stockage en eau potable disponible dans la ville de Sour El Ghozlane et celle du stockage nécessaire actuellement et à long terme, comme le montre le tableau récapitulatif (IV.2)

Tableau IV.2 : Bilan de stockage.

Horizons	2054
Q _{max, j} (m ³ /j)	56846.7
Capacité résiduelle (m ³)	9663.939
Reserve d'incendie (m ³)	120
Capacité totale nécessaire (m ³)	9783.939
Capacité disponible (m ³)	8280
Surplus (m ³)	/
Déficit (m ³)	1503.939

La demande à l'horizon futur n'est pas assurée par les réservoirs existants (8280m³) donc on doit projeté un réservoir de 1500m³

IV.7.5 Dimensionnement du réservoir projeter :

La capacité du réservoir à projeter sera de 1500 m³. Ce qui concerne la forme des réservoirs de stockage, on opte pour la forme circulaire .La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

- **Le diamètre D de la cuve :**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant par la formule

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_t}{\pi \cdot h}} \quad (\text{m}) \dots\dots (\text{IV.6})$$

Avec : V_t = volume totale. (m^3)

h = la hauteur d'eau dans la cuve. On prend que $h = 6$ m

D : diamètre de la cuve (m)

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 1500}{\pi \cdot 6}} = 17.84 \text{ m} \quad , \text{ On prend : } D = 18 \text{ m}$$

- **Révaluation de la hauteur d'eau (h) :**

$$h = \frac{4 \cdot V_t}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 1500}{\pi \cdot (18)^2} \dots\dots (\text{IV.7})$$

$$h = 5.89 \text{ m}$$

- **La section de la cuve :**

$$S = \frac{V_t}{h} \quad (\text{m}^2) \dots\dots (\text{IV.8})$$

$$S = \frac{1500}{5.89} = 254.67 \text{ m}^2 \quad ,$$

- **La hauteur de la réserve d'incendie :**

Cette hauteur est calculée en divisant le volume de la réserve d'incendie (120 m^3) sur la surface de la cuve

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \dots\dots (\text{IV.9})$$

$$h_{inc} = \frac{120}{254.67} = 0.5 \text{ m}$$

Avec : h_{inc} : hauteur d'incendie (m)

V_{inc} : volume d'incendie (m^3)

- **La hauteur totale du réservoir :**

$$H = h + h_{inc} + R \dots\dots (\text{IV.10})$$

H = hauteur totale du réservoir (m)

h = hauteur d'eau dans la cuve. (m)

R = revanche (m) on prend ($R = 0,5$)

$$H = 6 + 0.5 + 0,5 = 7 \text{ m}$$

IV.7.6 Résumé des caractéristiques du réservoir projeté :

Le tableau (III.3) récapitule les différentes propriétés du réservoir projeté :

Tablea IV.3 : caractéristiques du réservoir projeté

Réservoir	Type	Forme	Volume (m^3)	H r (m)	H _{inc} (m)	S (m^2)	D (m)
Projeté	Semi enterre	circulaire	1500	6	0.5	254.67	18

IV.8 ETAT DES RESERVOIRS :

SOUR-EL-GHOZLANE est dotée de neuf (09) réservoirs, dont les caractéristiques sont données par le tableau ci-dessous.

Tableau IV.4: Caractéristiques des châteaux d'eau

Réservoir	Année de mise en service	Capacité	C.T.N	C.R	C.T.P	Observations
		M ³	m	m	m	m
R1 : Bekouche	1988	2000	941.50	942.00	945.00	Mauvais état
R2 : Bouhahaya.1	1988	2000	934.50	935.00	938.00	mauvais état
R3 : Hamidou	1982	500	934.50	935.00	938.00	Bon état
R4 : Sidi-A.E.K	-----	500	916.50	917.00	920.00	Bon état
R5 : Ain-Amar	1989	500	999.50	1000.0	1003.0	Bon état
R6:h=Haouch.mazouz	1989	250	959.50	960.00	963.00	Bon état
R7 :Draa-Lahmar	1974	500	899.50	900.00	903.00	Bon état
R8 : Sidi-Sadek	2000	2 X 300	919.50	920.00	923.00	Bon état
R9 : Bouhahaya.2	1989	200	989.50	900.00	903.00	Bon état

(source :Subdivision d'Hydraulique)

IV.8.1 RESERVOIR BEKOUCHE :

LE TABLEAU SUIVANT PRESENTE LES DIFFERENTS EQUIPEMENTS DU RESERVOIR BEKOUCHE.

Tableau IV.5 : Equipements hydromécaniques du réservoir R2000 Bekouche

Designation	Quantité	DN (mm)	PN (bars)	Etat
Vanne	05	500	16	Mauvais état
		400	16	Bon état
		200	16	Mauvais état
		300	16	A l'arrêt
Joint de démontage	-	-	-	-
Conduite d'arrivée	01	500	16	Mauvais état
	05	75	-	Bon état
Conduite de départ	01	400	16	Bon état
Débitmètre	00	-	-	-
Compteur	01	500	16	Bon état
Manomètre	00	-	-	-
Ventouse	-	-	-	-
Clapet anti-retour	00	-	-	-
Equipement de mesure de niveau	01	En panne		
Télégestion	Non	-		

(Source : CTH)

La figure ci-dessous montre l'état du réservoir Bekouche.



Figure IV.8: la cuve du réservoir Bekouche

OBSERVATION ET RECOMMANDATION DES EQUIPEMENTSBDU RESERVOIR BEKOUCHE :

- L'amélioration de l'accès au site du réservoir.
- Le changement des conduites de vidange et de trop-plein par des conduites en PEHD car elles sont corrodées et se trouve dans un état très dégradé.
- L'installation de nouveaux équipements de mesure de niveau.
- Mise en place des vannes au niveau de toutes les conduites d'arrivée.
- La réfection de l'étanchéité de la cuve.
- Traitement des fissures apparentes sur la cuve avec un produit spécifique aux ouvrages hydrauliques.
- Revêtement à l'intérieur de la cuve avec un mortier flexible d'imperméabilisation à base de liant hydraulique et de résine de synthèse de conformité sanitaire spécifique à l'alimentation en eau potable.
- Ragréage, revêtement et peinture des parois intérieures et extérieures de la chambre des vannes ainsi de la clôture.
- L'installation d'un système d'éclairage intérieur et des lampadaires pour l'extérieur du site.
- Changement des trappes et des échelles d'accès est recommandé.
- Mis en place du système de drainage.
- Réhabilitation du réservoir R2000 Bekouche car il est dans un état très dégradé.

IV.8.2 RESERVOIR BOUHAYA (2000) :

Le tableau suivant montre l'état des équipement du réservoir Bouhaya

Tableau IV.6: L'état GC du réservoir R2000 Bouhaya.

Désignation	Quantité	Etat
Portail d'accès	02	Mauvais état
La cuve	01	Mauvais état
Clôture permanente	-	Mauvais état
Poste de javellisation	00	-
Cheminée d'aération	01	Mauvais état
Loge de garde	01	Moyen état
G.C des parois	-	Mauvais état
Escalier	-	-

Les échelles d'accès	01	Mauvais état
Peinture intérieur	-	Mauvais état
Peinture extérieur	-	Mauvais état
Système de drainage	-	-
Gard de corps	-	-
Les trappes d'accès	01	Mauvais état
Les descentes des eaux pluviales		Mauvais état
Etanchéité toiture terrasse	-	Mauvais état
Peinture sur le béton en contact d'eau	-	Mauvais état
Eclairage intérieur	-	Mauvais état
Eclairage extérieur	-	Mauvais état
Chemin d'accès	-	Moyen état

(Source : CTH)

La figure suivante montre l'état du réservoir Bouhaya.



Figure IV.11 : la cuve du réservoir Bouhaya.

Remarque : apparition des traces de fuites.

IV.8.3 RECOMMANDATION CONCERNANT LES RESERVOIRS DE STOCKAGES (ceux en bon état) :

Pour assurer un bon fonctionnement et une exploitation optimale des ouvrages de stockage, nous recommandons les actions suivantes :

- Réfection de la peinture : Repeindre les réservoirs pour les protéger contre l'humidité.
- Entretien et nettoyage : Effectuer un nettoyage chimique au moins deux fois par an. Utiliser des produits dissolvants pour les dépôts, pulvérisés à basse pression sur les surfaces en contact avec l'eau. Ce processus inclut la désinfection, le décapage des dépôts, et le rinçage des parois et du radier par jet sous pression, en veillant à ne pas détériorer les revêtements.
- Isolation thermique : Éviter l'élévation de la température de l'eau avec une bonne isolation thermique (talutage, pare-soleil) pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre les microfissurations.
- Gestion des eaux pluviales : Aménager des évacuations pour les eaux pluviales.
- Renouvellement de l'étanchéité : Renouveler l'étanchéité extérieure pour prévenir toute infiltration d'eau pouvant contaminer l'eau stockée.
- Isolation thermique interne : Mettre en œuvre une isolation thermique pour maintenir une température constante proche de celle de l'eau stockée.
- Réfection du revêtement intérieur : Réparer le revêtement des surfaces en contact avec l'eau potable.
- Séparation des espaces : Séparer la réserve d'eau de la chambre à vannes.
- Modification du système d'aération : Remplacer les chapeaux d'aération au-dessus du plan d'eau par un système d'aération avec bouche murale, filtres, et gaines d'aération horizontales.
- Amélioration de l'accès aux cuves : Modifier l'accès aux cuves pour faciliter le travail du personnel d'entretien.

Conclusion :

Ce chapitre a pour objectif d'évaluer la capacité de stockage des réservoirs existants, en analysant leur volume, leur état, et leur adéquation par rapport aux besoins actuels et futurs de la zone. À travers des calculs , nous avons déterminé que les réservoirs actuels ne sont pas suffisants pour répondre aux exigences croissantes en eau potable sur le long terme. En effet, les résultats indiquent que, même en tenant compte des besoins prévisibles pour les années à venir, la capacité de stockage actuelle est insuffisante pour garantir un approvisionnement fiable et de qualité.

Par conséquent, il est fortement recommandé de projeter la construction d'un nouveau réservoir circulaire d'une capacité de 1500 m³. Cette addition permettra non seulement de compenser le déficit de stockage, mais aussi de renforcer la résilience du réseau face aux variations de la demande, contribuant ainsi à assurer un service d'eau potable fiable et durable pour les habitants de Sour El Ghozlane. En intégrant ce nouvel ouvrage, nous pouvons améliorer significativement la gestion de l'eau, en garantissant une meilleure distribution et une qualité d'approvisionnement optimisée pour tous les usagers

CHAPITRE V : Réhabilitation

V.1 Introduction :

Après le diagnostic physique et hydraulique du réseau de distribution de la ville de Sour El Ghozlan, il apparaît que la majorité des conduites sont en mauvais état hydrauliquement (faible vitesses et pressions) et physiquement aussi (conduites en acier ...) qui nécessitent un changement.

Dans ce chapitre on propose une réhabilitation au système afin de pouvoir alimenter l'agglomération en respect total des normes techniques de distribution en termes de pressions de service, vitesses d'écoulement et même de qualité d'eau d'ici à l'horizon 2053.

V.2 Type de réseau de distribution

En fonction de la manière dont les conduites sont interconnectées, on peut distinguer les configurations suivantes :

- **Le réseau en série** : Il s'agit d'un réseau sans branches ni boucles, la configuration la plus simple de toutes. Il comporte une source, une extrémité et quelques nœuds intermédiaires aux points de demande. Ce type de réseau est typique des très petites zones de distribution (rurales).
- **Le réseau ramifié** : Ce type de réseau est une combinaison de réseaux en série. Il se compose généralement d'un point d'alimentation et de plusieurs extrémités. Dans ce cas, les nœuds intermédiaires du système relient un tuyau amont à un ou plusieurs tuyaux aval. La direction fixe du flux est générée par la distribution de la source aux extrémités du système. Les réseaux ramifiés conviennent aux petites communautés.
- **Le réseau maillé** : Ce réseau est constitué de nœuds qui peuvent recevoir de l'eau de plusieurs côtés. Cette caractéristique découle de la structure en boucle du réseau, conçue pour éliminer les inconvénients des systèmes ramifiés. La structure en boucle peut être développée à partir d'un système ramifié en connectant ses extrémités, soit ultérieurement, soit initialement, comme un ensemble de boucles. Les réseaux maillés sont hydrauliquement beaucoup plus complexes que les réseaux en série ou ramifiés.
- **Le réseau mixte (combiné)** : Le réseau combiné est le type de réseau le plus courant dans les zones urbaines. La structure en boucle constitue la partie centrale du système, tandis que l'approvisionnement de la périphérie de la zone est assuré par un certain nombre de lignes prolongées.

Dans notre cas, nous sommes guidés par le réseau existant qui est de type combiné tout en ajoutant des ramifications et mailles nécessaires pour satisfaire les besoins d'ici à l'horizon 2054.

V.3 Choix du matériau des conduites :

Dans le chapitre précédent, nous avons constaté que toutes les conduites du réseau sont en acier et la majorité sont en mauvais état. Les conduites en acier, bien que robustes et durables, sont sujettes à la corrosion, ce qui peut entraîner des fuites et une dégradation de la qualité de l'eau au fil du temps. De plus, la maintenance et la réparation des conduites en acier peuvent être coûteuses et difficiles.

Pour améliorer la fiabilité et la durabilité du réseau de distribution, nous proposons de remplacer ces conduites qui sont en mauvais état des conduites en PEHD (polyéthylène haute densité) tout en gardant les conduites en bon état. Les conduites en PEHD présentent plusieurs avantages par rapport à celles en acier :

1. **Résistance à la corrosion** : Le PEHD est résistant à la corrosion, ce qui prolonge la durée de vie des conduites et réduit les besoins en maintenance.
2. **Flexibilité et légèreté** : Les conduites en PEHD sont plus légères et flexibles, facilitant leur installation, surtout dans des zones difficiles d'accès ou avec des terrains complexes.
3. **Durabilité** : Les conduites en PEHD ont une longue durée de vie, souvent supérieure à 50 ans, réduisant ainsi les coûts de remplacement et d'entretien à long terme.
4. **Économie d'énergie** : Grâce à leur surface interne lisse, les conduites en PEHD réduisent les pertes de charge et améliorent l'efficacité hydraulique du réseau, ce qui peut contribuer à des économies d'énergie dans le système de pompage.
5. **Disponibilité sur le marché** : les conduites en (PEHD) sont couramment utilisées dans les réseaux d'eau potable en raison de leur résistance à la corrosion et de leur flexibilité. Elles sont disponibles en différentes tailles et sont fabriquées par des entreprises telles que Pipelife, Uponor, et Wavin. On les trouve chez les fournisseurs de matériaux de construction et les distributeurs spécialisés.

En tenant compte de ces avantages, nous remplacerons les conduites en acier par des conduites en PEHD pour améliorer la performance et la fiabilité du réseau de distribution d'eau de la ville de Sour El Ghozlane à long terme.

V.4 Calcul hydraulique du nouveau réseau de distribution :

Après l'ajout de quelques mailles et ramifications on a obtenu un nouveau réseau de distribution.

V.4.1 Cas de pointe à l'horizon 2054 :

Le tableau suivant présente les débits nodaux et débit routes du réseau à l'horizon 2054.

Avec : $q_{sp} = \frac{Q_{maxh}}{\sum Li}$ (V.1)

$Q_{maxh} = 855,33$ l/s

$\sum Li = 25953.29$ m

Tableau V.1 : débits routes et débits nodaux du réseau projeté cas de pointe.

nœud	tronçon	longueur	Qr (l/s)	Qn (l/s)
0	0 1	351.1	11.57	5.78
1	0 1	351.1	11.57	21.07
	1 2	401	13.21	
	1 3	527	17.36	
2	2 1	401	13.22	22.91
	2 3	426.2	14.04	
	2 4	563.49	18.57	

3	3 1	527	17.36	30.71
	3 2	426.2	14.046	
	3 5	332.1	10.944	
	3 6	578.6	19.068	
4	4 2	563.49	18.57	20.63
	4 5	688.8	22.70	
5	5 3	332.1	10.94	31.725
	5 4	688.8	22.70	
	5 8	904.4	29.80	
6	6 3	578.6	19.068	18.529
	6 7	545.9	17.99	
7	7 6	545.9	17.99	19.87
	7 8	660.37	21.763	
8	8 5	904.4	29.80	52.59
	8 7	660.37	21.763	
	8 9	993.54	32.74	
	8 14	633.3	20.87	
9	9 8	993.54	32.74	34.34
	9 10	268.6	8.852	
	9 11	163.33	5.382	
	9 12	658.79	21.711	
10	10 9	268.6	8.85	4.426
11	11 9	163.33	5.3827	2.69
12	12 9	658.79	21.71	25.208
	12 13	486	16.016	
	12 16	385	12.688	
13	13 12	486	16.016	8.008
14	14 8	633.3	20.87	62.71
	14 15	275.8	9.089	
	14 21	1372	45.216	
	14 22	740.8	24.41	
	14 17	783.8	25.83	
15	15 14	275.8	9.08	4.54
16	16 12	385	12.68	22.21
	16 17	684.2	22.54	
	16 18	279.1	9.19	
17	17 16	684.2	22.54	35.93
	17 14	783.8	25.83	
	17 21	713	23.4	
18	18 16	279.1	9.198	28.42
	18 19	630.4	20.77	
	18 20	815.3	26.86	
19	19 18	630.4	20.77	10.38
20	20 18	815.3	26.86	22.21
	20 21	533	17.56	
21	21 17	713	23.49	43.14
	21 20	533	17.56	
	21 14	1372	45.21	
22	22 14	740.8	24.41	21.39

	22 23	215.7	7.108	
	22 24	341.8	11.26	
23	23 22	215.7	7.1	14.1
	23 25	640.6	21.11	
24	24 22	341.8	11.26	12.40
	24 27	410.8	13.53	
25	25 23	640.6	21.11	13.87
	25 26	201.2	6.63	
26	26 25	201.2	6.63	19.21
	26 28	965.1	31.80	
27	27 24	410.8	13.54	22.42
	27 28	362.1	11.93	
	27 29	587.9	19.37	
28	28 27	362.1	11.93	25.13
	28 30	198.37	6.53	
	28 26	965.1	31.81	
29	29 27	587.9	19.37	42.22
	29 32	297.7	9.81	
	29 35	1677	55.26	
30	30 28	198.37	6.53	11.5
	30 32	397.1	13.087	
	30 31	103.7	3.41	
31	31 30	103.7	3.41	53.76
	31 33	1792.3	59.06	
	31 34	1367	45.051	
32	32 30	397.1	13.087	11.44
	32 29	297.7	9.81	
33	33 31	1792.3	59.067	29.53
34	34 31	1367	45.051	22.52
35	35 29	1677	55.26	27.63

V.4.2 Cas de pointe + incendie à l'horizon 2054 :

En ajoutant 17 l/s au point défavorable

Tableau V.2 : calcul des débits nodaux et débits route en cas de pointe plus incendie.

nœud	tronçon	longueur	Qr(l/s)	Qn(l/s)
0	0 1	351.1	11.57	5.78
1	0 1	351.1	11.57	21.07
	1 2	401	13.21	
	1 3	527	17.36	
2	2 1	401	13.21	22.91
	2 3	426.2	14.046	
	2 4	563.49	18.57	
3	3 1	527	17.36	30.71
	3 2	426.2	14.04	
	3 5	332.1	10.94	
	3 6	578.6	19.06	
4	4 2	563.49	18.57	20.63

	4 5	688.8	22.70	
5	5 3	332.1	10.94	31.72
	5 4	688.8	22.70	
	5 8	904.4	29.80	
6	6 3	578.6	19.068	18.529
	6 7	545.9	17.99	
7	7 6	545.9	17.99	19.8
	7 8	660.37	21.76	
8	8 5	904.4	29.81	52.59
	8 7	660.37	21.76	
	8 9	993.54	32.74	
	8 14	633.3	20.87	
9	9 8	993.54	32.74	34.34
	9 10	268.6	8.85	
	9 11	163.33	5.382	
	9 12	658.79	21.71	
10	10 9	268.6	8.85	4.42
11	11 9	163.33	5.38	2.69
12	12 9	658.79	21.71	25.20
	12 13	486	16.016	
	12 16	385	12.68	
13	13 12	486	16.01	8.008
14	14 8	633.3	20.87	62.71
	14 15	275.8	9.089	
	14 21	1372	45.21	
	14 22	740.8	24.41	
	14 17	783.8	25.83	
15	15 14	275.8	9.089	4.545
16	16 12	385	12.68	22.21
	16 17	684.2	22.54	
	16 18	279.1	9.19	
17	17 16	684.2	22.54	52.93
	17 14	783.8	25.83	
	17 21	713	23.49	
18	18 16	279.1	9.19	28.42
	18 19	630.4	20.77	
	18 20	815.3	26.86	
19	19 18	630.4	20.77	10.38
20	20 18	815.3	26.86	22.21
	20 21	533	17.56	
21	21 17	713	23.49	43.14
	21 20	533	17.56	
	21 14	1372	45.21	
22	22 14	740.8	24.41	21.39
	22 23	215.7	7.11	
	22 24	341.8	11.26	
23	23 22	215.7	7.11	14.11

	23 25	640.6	21.11	
24	24 22	341.8	11.26	12.40
	24 27	410.8	13.53	
25	25 23	640.6	21.11	13.87
	25 26	201.2	6.63	
26	26 25	201.2	6.63	19.2
	26 28	965.1	31.80	
27	27 24	410.8	13.53	22.42
	27 28	362.1	11.93	
	27 29	587.9	19.37	
28	28 27	362.1	11.93	25.13
	28 30	198.37	6.53	
	28 26	965.1	31.80	
29	29 27	587.9	19.37	42.22
	29 32	297.7	9.81	
	29 35	1677	55.26	
30	30 28	198.37	6.53	11.52
	30 32	397.1	13.08	
	30 31	103.7	3.41	
31	31 30	103.7	3.41	53.76
	31 33	1792.3	59.06	
	31 34	1367	45.05	
32	32 30	397.1	13.08	11.45
	32 29	297.7	9.81	
33	33 31	1792.3	59.067	29.53
34	34 31	1367	45.051	22.52
35	35 29	1677	55.26	27.63

V.4.3 Simulation sur Epanet cas de pointe :

La figure suivante représente la répartition des vitesses et des pressions sur Epanet

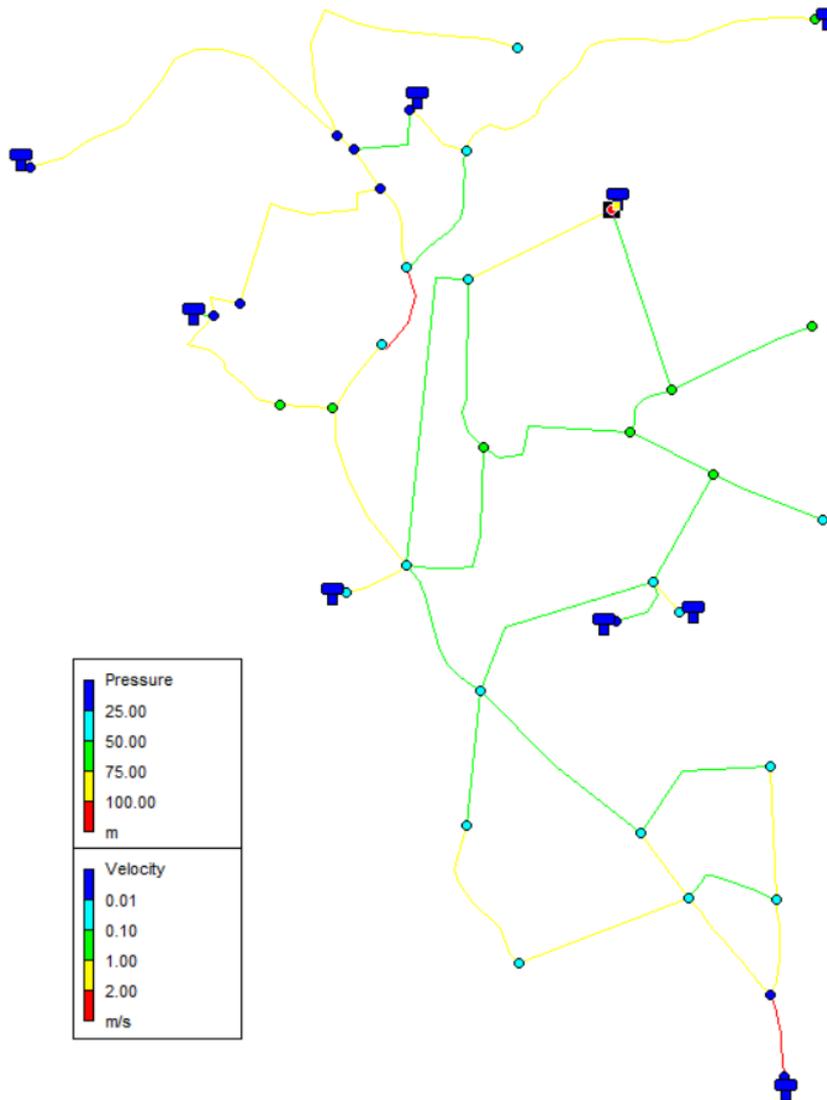


Figure V.1: Schéma de la répartition des vitesses et des pressions du nouveau réseau en cas de pointe (2054)

La figure, réalisée avec le logiciel EPANET, révèle que les pressions et les vitesses dans le réseau d'AEP se maintiennent dans les intervalles nécessaires, confirmant ainsi le bon fonctionnement hydraulique du système.

V.4.3.1 Fichier des résultats de la simulation en cas de pointe :

Le tableau suivant présente les résultats de la simulation sur les nœuds

Tableau V.3: résultat de la simulation au niveau des nœuds

nœuds	élévation (m)	Cote P (m)	débit (l/s)	Pression (mce)
n0	940	950.56	5.78	10.54
n1	934	947.69	21.07	13.68
n2	920	945.71	22.91	25.7

n3	919	944.05	30.71	25.03
n4	915	941.88	20.63	26.87
n5	905	940.01	31.72	34.99
n6	899	936.05	52.59	37.02
n7	905.5	934.24	62.71	28.65
n8	900	936.59	4.54	36.54
n9	870.2	927.81	21.39	57.25
n10	870	925.44	14.11	55.19
n11	906	920.85	13.87	14.85
n12	876	924.29	12.4	47.09
n13	900	917.72	19.21	17.92
n14	881	901.38	25.13	22.4
n15	863	904.85	22.42	44.79
n16	880.9	932.83	35.93	51.86
n17	888	935.83	8.01	47.82
n18	880	936.71	25.2	56.7
n19	870	933.94	22.22	60.92
n20	866.3	934.62	28.42	60.3
n21	876.7	932.77	10.38	56.05
n22	886	933.37	43.14	47.32
n23	941.41	962.47	29.53	21.07
n24	885	898.59	53.76	13.94
n25	848	881.74	22.52	34.09
n26	890	937.64	34.34	47.63
n27	920	937.01	4.42	17.01
n28	893	938.91	2.69	45.9
n29	880	905.09	42.22	28.08
n30	890	899.97	11.44	10.2
n31	880	898.89	11.52	19.24
n32	865.17	921.64	27.63	60.76
n33	910	936.6	22.21	26.58
n34	900	939.17	18.52	39.14
n35	898	936.86	19.87	38.82

Le tableau suivant représente les résultats de la simulation au niveau des tronçons

Tableau V.4: résultat de la simulation au niveau des tronçons

tronçons	longueur (m)	diamètre (mm)	Diamètre nominal(mm)	débit (l/s)	Vitesse (m/s)
p1	351.1	352.6	400	200.69	2.06
p2	401	277.6	315	81.67	1.35
p3	527	277.6	315	97.95	1.62
p4	426.2	110	AC	5.88	0.62
p5	332.1	120	AC	13.65	1.21
p6	633.3	200	AC	24.53	0.78
p7	275.8	352.6	400	194.7	1.99

p8	740.8	300	AC	130.45	1.85
p9	640.6	220.4	250	52.37	1.37
p10	341.8	176.2	200	42.59	1.75
p11	201.2	176.2	200	44.91	1.84
p12	965.1	141	160	25.7	1.65
p13	410.8	110.2	125	21.24	2.5
p14	362.1	110.2	125	10.24	1.07
p15	486	141	160	8.01	0.51
p16	385	110.2	160	8.25	0.86
p17	279.1	176.2	200	16.91	0.69
p18	630.4	141	160	10.38	0.66
p19	1367	141	160	22.52	1.44
p20	268.6	300	AC	61.94	0.88
p21	587.9	200	AC	5.95	0.3
p22	297.7	110.2	125	15.41	1.62
p23	367.1	277.6	315	58.44	0.98
p24	1677	220.4	250	63.57	1.67
p25	993.54	277.6	315	41.86	0.69
p26	783.8	220.4	250	23.78	0.62
p27	688.8	220.4	250	32.25	0.85
p28	904.4	150	AC	14.18	0.8
p29	684.2	100	AC	2.94	0.4
p30	533	220.4	250	50.07	1.31
p31	815.3	277.6	315	55.71	0.92
p32	563.49	220.4	250	52.88	1.39
p33	578.6	220.4	250	59.47	1.56
p34	545.9	220.4	250	40.95	1.07
p35	660.37	220.4	250	21.08	0.55
p36	215.7	220.4	250	66.48	1.74
p37	163.33	350	AC	179.6	1.87
p38	658.79	277.6	315	41.46	0.68
p39	713	176.2	200	9.21	0.4
p40	1372	110.2	125	2.29	0.3
p41	198.37	110.2	125	14.29	1.5
p42	103.7	277.6	315	61.21	1.01
p43	1792.93	100	AC	15.07	1.92

REMARQUE : les conduites en acier se sont les anciennes conduites qu'on a gardé a cause de leur bon état .

La figure ci-dessous représente le pourcentage des vitesses au cas de pointe

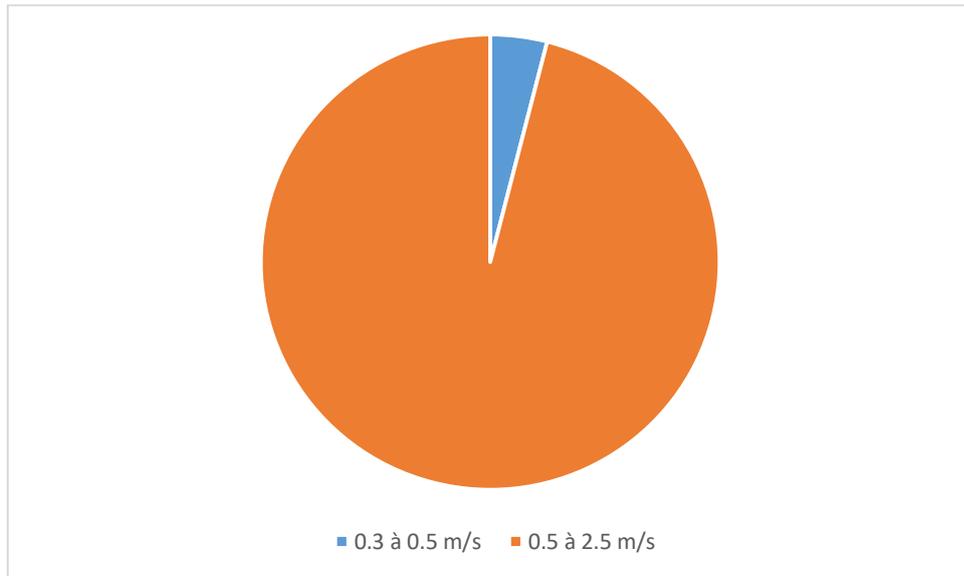


Figure V.2: le pourcentage des vitesses du nouveau réseau au cas de pointe (2054)

La figure ci-dessous montre le pourcentage des pressions

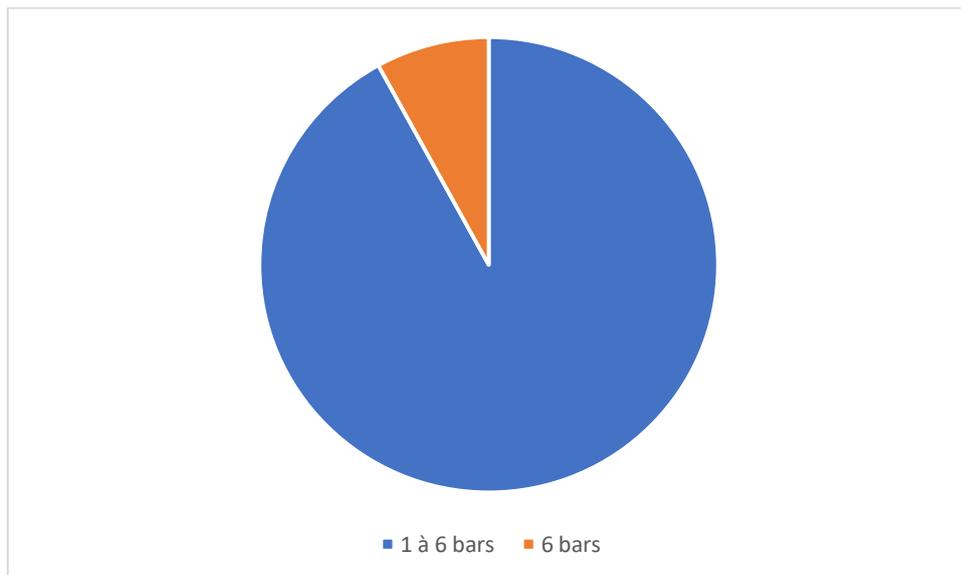


Figure V.3: le pourcentage des pressions du nouveau réseau en cas de pointe (2054)

V.4.4 Simulation cas de pointe + incendie :

La figure ci-dessus représente la répartition des vitesses et des pressions sur Epanet au cas de pointe plus incendie.

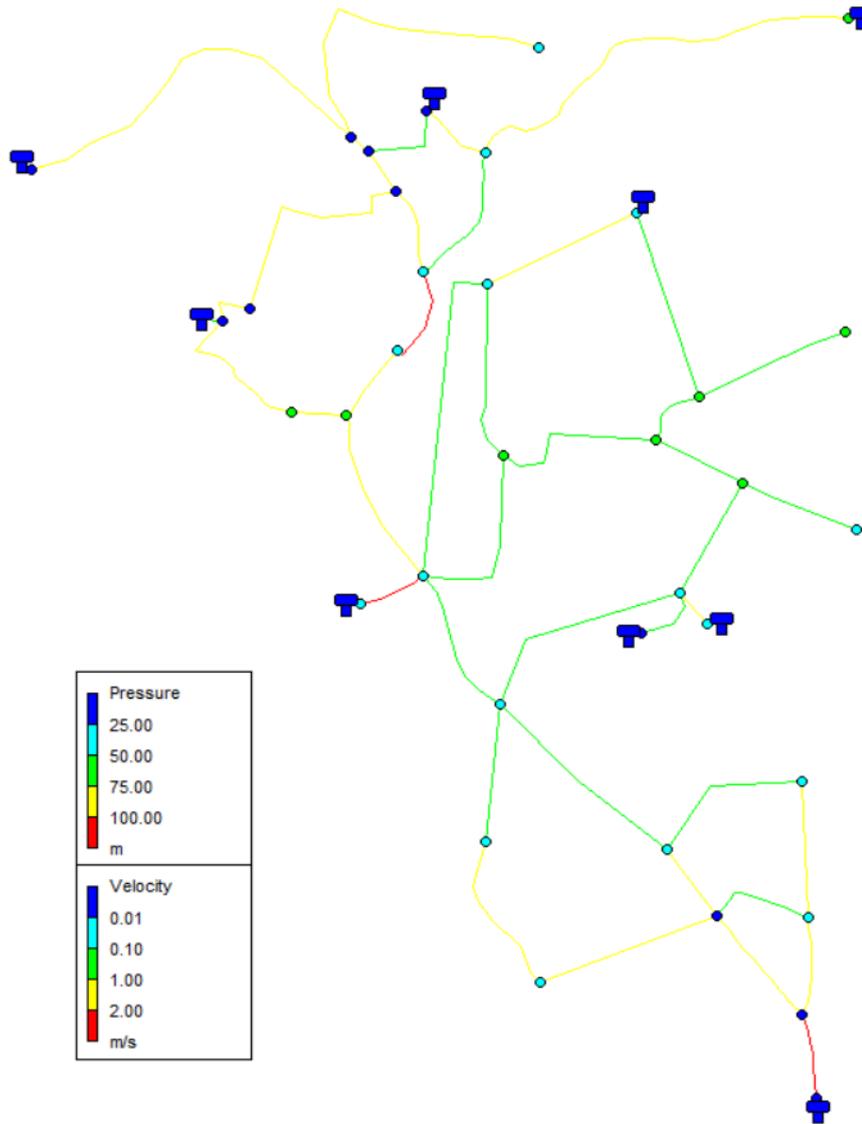


Figure V.4: Schéma de la répartition des vitesses et des pressions du nouveau réseau en cas de pointe + incendie (2054)

V.4.4.1 Fichier des résultats de la simulation en cas de pointe + incendie :

Le tableau suivant présente les résultats de la simulation sur les nœuds

Tableau V.3: résultat de la simulation au niveau des nœuds au cas de pointe+inc

Nœud	Elévation (m)	Cote P (m)	Débit (l/s)	Pression (mce)
n0	940	950.51	5.78	10.5
n1	934	947.64	21.07	13.62
n2	920	945.66	22.91	25.64
n3	919	943.98	30.71	24.96
n4	915	941.82	20.63	26.79
n5	905	939.93	31.72	34.91

n6	899	935.91	52.59	36.87
n7	905.5	933.86	62.71	28.23
n8	900	936.4	4.54	36.34
n9	870.2	927.54	21.39	56.85
n10	870	925.24	14.11	54.87
n11	906	920.8	13.87	14.74
n12	876	924.04	12.4	46.45
n13	900	917.67	19.21	17.73
n14	881	901.35	25.13	21.55
n15	863	904.8	22.42	42.94
n16	880.9	931.14	52.93	50.15
n17	888	935.76	8.01	47.75
n18	880	936.64	25.2	56.63
n19	870	933.48	22.22	60.45
n20	866.3	934.21	28.42	60.89
n21	876.7	932.36	10.38	55.64
n22	886	932.43	43.14	46.37
n23	941.41	962.47	29.53	21.06
n24	885	898.59	53.76	13.78
n25	848	881.73	22.52	33.93
n26	890	937.6	34.34	47.59
n27	920	936.99	4.42	16.98
n28	893	938.88	2.69	45.88
n29	880	905.04	42.22	26.07
n30	890	899.97	11.44	10.09
n31	880	898.89	11.52	19.08
n32	865.17	921.62	27.63	56.97
n33	910	936.25	22.21	26.23
n34	900	939.07	18.52	39.04
n35	898	936.74	19.87	38.7

Le tableau suivant présente les résultats au niveau des tronçons en cas de pointe plus incendie

Tableau V.6: résultats de la simulation au tronçons au cas de pointe+inc

tronçon	Longueurs(m)	Diamètre (mm)	Diamètre nominal(mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
p1	351.1	352.6	400	201.01	2.06
p2	401	277.6	315	81.78	1.35
p3	527	277.6	315	98.16	1.62
p4	426.2	110	AC	5.9	0.62
p5	332.1	120	AC	13.68	1.21
p6	633.3	200	AC	26.2	0.83
p7	275.8	352.6	400	202.88	2.08
p8	740.8	300	AC	129.29	1.83
p9	640.6	220.4	250	51.37	1.35
p10	341.8	176.2	200	42.42	1.74

p11	201.2	176.2	200	44.89	1.84
p12	965.1	141	160	25.68	1.64
p13	410.8	110.2	125	21.24	2.5
p14	362.1	110.2	125	10.24	1.07
p15	486	141	160	8.01	0.51
p16	385	110.2	125	8.86	0.93
p17	279.1	176.2	200	17.68	0.73
p18	630.4	141	160	10.38	0.66
p19	1367	141	160	22.52	1.44
p20	268.6	300	AC	61.15	0.87
p21	587.9	200	AC	6.07	0.3
p22	297.7	110.2	125	15.34	1.61
p23	367.1	277.6	315	58.51	0.98
p24	1677	220.4	250	63.63	1.67
p25	993.54	277.6	315	43.21	0.71
p26	783.8	220.4	250	34.06	0.89
p27	688.8	220.4	250	32.34	0.85
p28	904.4	150	AC	14.29	0.81
p29	684.2	100	AC	4.32	0.55
p30	533	220.4	250	54.67	1.43
p31	815.3	277.6	315	56.48	0.93
p32	563.49	220.4	250	52.97	1.39
p33	578.6	220.4	250	59.68	1.56
p34	545.9	220.4	250	41.16	1.08
p35	660.37	220.4	250	21.29	0.56
p36	215.7	220.4	250	65.48	1.72
p37	163.33	350	AC	180.76	1.88
p38	658.79	277.6	315	42.07	0.7
p39	713	176.2	200	14.55	0.6
p40	1372	110.2	125	3.02	0.32
p41	198.37	110.2	125	14.22	1.49
p42	103.7	277.6	315	61.21	1.01
p43	1792.93	100	AC	15.07	1.92

La figure ci-dessous représente le pourcentage des vitesses au cas de pointe plus incendie

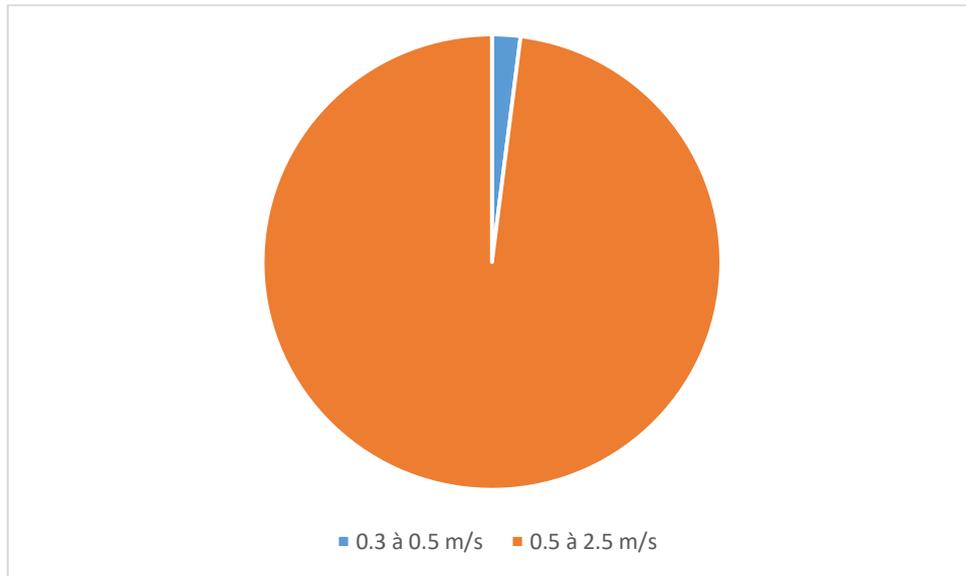


Figure V.5: pourcentage des vitesses du nouveau réseau au cas de pointe plus incendie

La figure suivante présente le pourcentage des pressions au cas de pointe plus incendie

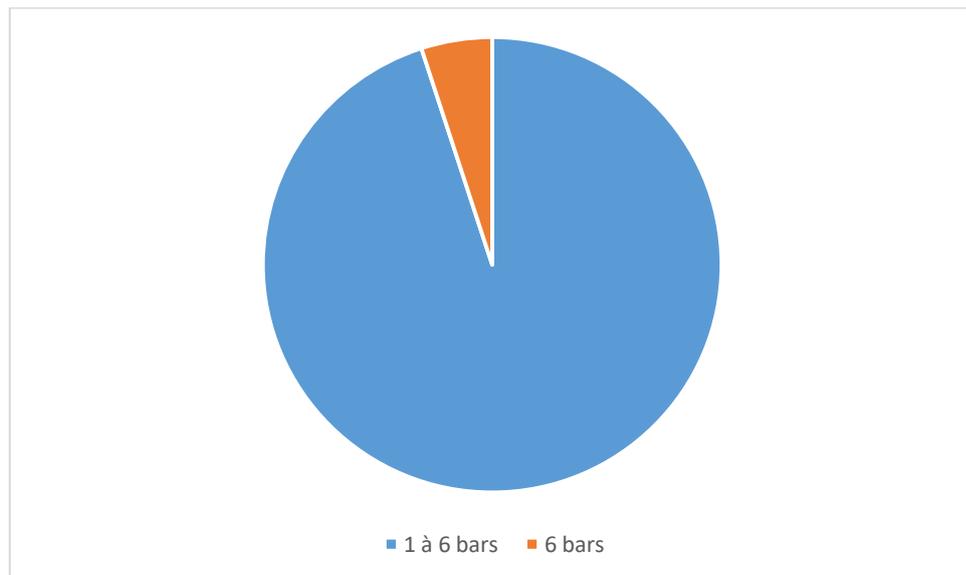


Figure V.6: le pourcentage des pressions du nouveau réseau en cas de pointe + incendie

REMARQUES :

Après avoir apporté des modifications significatives au réseau d'alimentation en eau potable, notamment par l'ajout de ramifications stratégiques et l'ajustement des diamètres des conduites, avec un taux de renouvellement de 75 %, nous avons observé une stabilisation des pressions et des vitesses dans l'ensemble du système. Ces améliorations ont permis de répondre efficacement aux besoins en eau de toutes les agglomérations et des services publics, garantissant ainsi un approvisionnement fiable pour la population.

Cependant, malgré ces progrès, des problèmes mineurs persistent au niveau des nœuds lorsque la pression atteint 6 bars. Dans ces situations, il est crucial d'installer des réducteurs de pression, également appelés vannes de détente, afin de réduire la pression excessive. Cette intervention est essentielle, car une pression trop élevée peut entraîner des dommages au niveau des infrastructures et nuire à la qualité du service. De plus, la réduction de pression permettra d'augmenter les vitesses d'écoulement des conduites, en veillant à ce qu'elles restent en dessous du seuil critique de 0,5 m/s, favorisant ainsi un transport efficace de l'eau et réduisant le risque d'encrassement.

Les vannes de détente présentent plusieurs avantages clés qui renforcent leur utilité dans la gestion du réseau :

- **Contrôle précis** : Elles permettent un contrôle précis du débit et de la pression, ce qui est crucial pour maintenir un approvisionnement en eau constant et de qualité.
- **Durabilité** : Conçues pour résister à des conditions de pression élevées, ces vannes sont robustes et durables, garantissant une longue durée de vie même dans des environnements difficiles.
- **Entretien facile** : Leur conception ergonomique facilite l'entretien et les réparations, ce qui est un atout important pour assurer la disponibilité du service et réduire les temps d'arrêt.
- **Fiabilité** : Les vannes de détente offrent une performance fiable dans diverses conditions d'exploitation, assurant ainsi la sécurité et l'efficacité du réseau d'AEP.

En résumé, pour les sections de conduites où les vitesses sont inférieures à 1 m/s, une baisse de pression grâce à l'installation de réducteurs de pression permettra non seulement de corriger ces vitesses, mais aussi de garantir un fonctionnement optimal du réseau, en minimisant les risques de défaillances et en améliorant la satisfaction des usagers. Ces mesures sont essentielles pour pérenniser le système d'approvisionnement en eau et répondre aux défis futurs liés à la demande croissante.

CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons procédé à une réévaluation approfondie du réseau d'alimentation en eau potable en nous projetant à l'horizon 2053, soit 30 ans dans le futur. Pour cette perspective, nous avons opté pour l'utilisation de conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), en raison des nombreux avantages qu'elles offrent par rapport aux matériaux précédemment utilisés. Ces conduites se distinguent par leur légèreté, leur résistance à la corrosion et leur durabilité, ce qui en fait une solution idéale pour assurer la pérennité du réseau.

Pour garantir une alimentation en eau potable efficace, nous avons déterminé les pressions et les vitesses nécessaires dans le réseau. Nous visons à atteindre 98 % des vitesses comprises entre 0,3 et 2,5 m/s, ce qui est crucial pour assurer un écoulement optimal et éviter l'accumulation de sédiments ou de contaminants. De plus, nous avons établi un objectif de 95 % des pressions comprises entre 1 et 6 bars, des conditions essentielles pour maintenir la distribution de l'eau à des niveaux appropriés, même pendant les pics de consommation ou les situations d'urgence.

Cette réévaluation met en lumière les enjeux cruciaux auxquels le réseau d'AEP doit faire face dans les décennies à venir. En intégrant ces modifications, nous nous assurons que le système d'alimentation en eau potable sera robuste, fiable et capable de répondre aux exigences des usagers. Ainsi, cette démarche constitue une étape déterminante pour le développement d'un réseau durable et adaptable, garantissant un approvisionnement en eau de qualité pour l'ensemble de la population de Sour El Ghozlane.

CHAPITRE VI : Management de projet

VI.1 Introduction:

Le management de projet en alimentation en eau potable englobe la planification, l'organisation et l'exécution de diverses activités visant à assurer l'approvisionnement en eau propre et saine pour la communauté. Cela inclut plusieurs phases, telles que la conception et la construction du système d'approvisionnement en eau, l'achat d'équipements et de matériaux, ainsi que l'entretien et l'exploitation du système

VI.2 Pose de canalisation:

Les différents types de pose de canalisation pour réalisation en projet :

- Pose de canalisation dans un terrain ordinaire
- Pose de canalisation dans un mauvais terrain
- Pose de canalisation en pentes
- Pose canalisation dans un terrain marécageux
- Pose de canalisation en galerie
- Pose de canalisation en rivière
- Pose canalisation sans tranchée soit par forage dirigé ou par fonçage

VI.2.1. Pose de canalisations dans un terrain ordinaire :

La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.

La profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm au minimum).

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé.

Avant mise en fouille, on procède au tri des conduites de façon à écarter celles qui ont subi des chocs, fissurations, etc... après cela, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement.

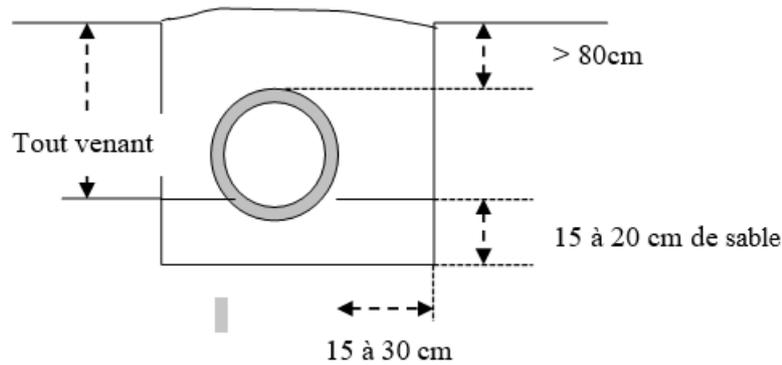


Figure VI.1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire

VI.2.2. Pose de canalisations dans un mauvais terrain peu consistant : Pour éviter tout mouvement ultérieurement, la canalisation doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou pas selon la nature du sol.

VI.2.3 Pose de canalisations dans un terrain marécageux : Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros calibre par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la conduite.

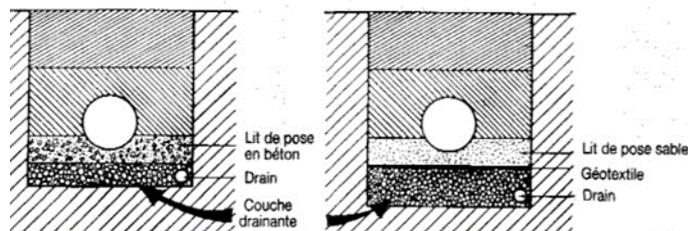


figure VI.2 : pose de canalisation dans un terrain marécageux

VI.2.4 Pose de canalisations en galerie : Un canal est prévu pour éviter et évacuer les eaux stagnantes dans la galerie et déverser dans l'égout voisin. Les canalisations de petit diamètre peuvent être dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux cotés de la route.

VI.2.5 Traversée d'une rivière :

- La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction.
- L'existence d'un pont route servira également de support de la canalisation, où celle-ci sera accrochée au tablier.
- La canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux (tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant contre les chocs (dû à la navigation par exemple).
- Dans ce cas de traversée par le fond, on opte pour des canalisations en acier et en polyéthylène du fait de leur élasticité. Les joints type soudés sont maintenus par des

butées de béton posées de part et d'autre des joints.

- Le revêtement des conduites en acier est fait à base d'un anti-rouille en plusieurs couches.

VI.2.6 Pose de canalisation sans ouverture de tranchée (par forage ou par fonçage)

- Initialement mise en œuvre pour des franchissements d'obstacles délicats (voie de chemin de fer, chaussée à forte circulation, cours d'eau, etc.), Les techniques de pose sans ouverture de tranchée sont de plus en plus répandues, en milieu urbain notamment.

- Parmi les avantages: il faut relever une moindre gêne pour les riverains des chantiers, une sécurité accrue pour le personnel et pour les autres réseaux ou équipements enterrés, parfois une réduction des coûts.

- L'usage différencie les techniques de fonçage pour les diamètres 800 mm et plus, et les techniques de forages pour les diamètres inférieurs.

VI.2.7 Pose de canalisation en pente

P : le poids total eau + conduite.

P1 : composante normale à la pente donnant naissance à une résistance de frottement (conduite – lit).

P2 : force de glissement.

La résistance de frottement naissant sera : $k P1$, où (k) désigne le coefficient de frottement compris entre 0,2 et 0,3.

Dans le cas d'un glissement, il en résulte une force d'emportement ayant pour valeur :

$$Fg = P2 - kP1$$

Tenant compte de la pente , la force de glissement :

$$Fg = P(\sin \beta - k \cos \beta)$$

Puisque:

$$P2 = P \sin \beta$$

$$P1 = P \cos \beta$$

Le glissement aura lieu si : $Fg > 0 \rightarrow P2 - kP1 > 0$

C'est-à-dire: $\sin \beta - k \cos \beta > 0$

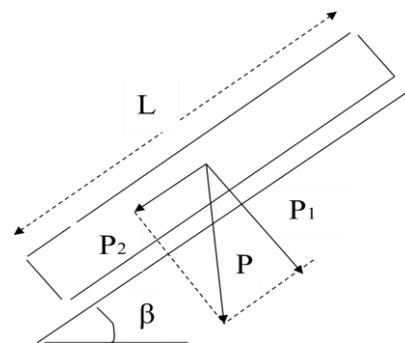


Figure VI.3 : canalisation en pente

VI .3 Les différents travaux de mises en place des canalisations:

Les travaux de mises en place des canalisations comme suit :

Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

VI.3.1 Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

VI.3.2 Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement parcheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de tranchée en point.

VI.3.3 Excavation des tranchées :

On divise en deux étapes :

VI.3.3.1 Enlèvement de la couche végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. Le volume de la couche à décapier est donné par la formule suivant :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e \dots\dots (VI.1)$$

Tel que : V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³) ;

L : longueur totale des tranchées en (m)

b : largeur de la couche végétale en (m) ;

e : épaisseur de la couche en (m), $e = 10$ cm ;

On résume le calcul de volume de décapage de terre végétale dans le tableau

Tableau VI.1 : calcul du volume de décapage de terre végétale

Diamètre(mm)	L(m)	b(m)	e(m)	$V_{cv}(m^3)$
400	626.9	1	0.1	62.69
315	3866.43	0.915	0.1	353.77
250	6887.26	0.85	0.1	585.41
200	822.1	0.8	0.1	65.768
160	3448.5	0.76	0.1	262.086
125	2640.97	0.725	0.1	191.47
total				1521.20

VI.3.3.2 Réalisation des fouilles :

La réalisation de la tranchée et du remblaiement dépendent des paramètres suivants :

De la nature de terrain ;

Des caractéristiques de la conduite (diamètre ...) ;

Largeur de la tranchée :

Elle doit être au minimum 0.60 m pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

La largeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$B = D + (2 \times 0,30)m \dots\dots\dots(VI.2)$$

Tel que :

B : largeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

La profondeur de la tranchée :

La profondeur doit être suffisante. Elle varie de 0.60 m à 1.20 m pour assurer la protection de la conduite contre les variations de la température et le risque d'écrasement sous l'effet des charges et des surcharges.

La profondeur de la tranchée est donnée par la formule suivante :

$$H=D + H1 + H2 m\dots\dots\dots(VI.3)$$

Tel que :

H : la profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

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

H2 : distance verticale séparant la génératrice supérieure de la conduite à la chaussée, elle est entre 80 cm et 1,20m ;

Lit de pose :

Avant la pose de conduite, on procède à la pose d'un lit de sable de 0,15 m à 0,2 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long.

Pose des conduites :

La descente des tuyaux doit être manipulée avec soin, ils seront posés lentement soit manuellement soit mécaniquement à l'aide d'un pose tube dans le fond de la fouille.

Volume des déblais:

Il est donné par la relation suivante :

$$VD = S \times D \times L = (B \times Htr) \times L (m^3) \dots\dots\dots(VI.4)$$

Tel que :

VD : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;

SD : surface des déblais de chaque coupe (m²) ;

L : distance entre deux coupes consécutives (m) ;

B : largeur de la tranchée (m) ;

Htr : profondeur de la tranchée (m)

Tableau VI.2 : calcul du volume de déblai

Diamètre(mm)	L(m)	b(m)	Htr (m)	Sd (m ²)	Vd (m ³)
400	626.9	1	1.6	1.6	1003.04
315	3866.43	0.915	1.515	1.386225	5359.74
250	6887.26	0.85	1.45	1.2325	8488.54
200	822.1	0.8	1.4	1.12	920.752
160	3448.5	0.76	1.36	1.0336	3564.36
125	2640.97	0.725	1.325	0.960625	2536.98
total					21873.43

Volume du lit de sable :

Elle est donnée par la relation suivant :

$$VL = B \times e \times L(m^3) \dots\dots(VI.5)$$

Tel que :

VL : volume du lit de sable (m³) ;

B : largeur de la tranchée (m) ;

e : épaisseur du lit de sable, e = 15 à 20 cm ;

L : longueur de la tranchée (m) ;

On résume le calcul dans le tableau

Tableau VI.3 : calcul du volume de lit de sable.

Diamètre (mm)	L (m)	b (m)	E (m)	Vs (m ³)
400	626.9	1	0.2	125.38
315	3866.43	0.915	0.2	707.55
250	6887.26	0.85	0.2	1170.83
200	822.1	0.8	0.2	131.53
160	3448.5	0.76	0.2	524.17
125	2640.97	0.725	0.2	382.94
total				3042.41

Le volume de remblai :

La mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement ou nous utiliserons un chargeur pour le remblayage, en utilisant la terre purgée de pierres. Le remblaiement est réalisé par couches successives de 20 à 30 cm. Le volume de remblai est calculé par la formule suivant

$$Vr = Vd - Vc - Vsable m^3 \dots\dots(VI.6)$$

Tel que :

Vr : volume de remblai ;

Vd : volume de déblai (m3) ;

Vsable : volume de lit de sable (m3) ;

Vc : volume de tuyaux

D : diamètre de la conduite (m) ;

L : longueur de la conduite (m) ;

Calcul du volume du tuyau :

Le tableau suivant représente les volumes des tuyaux

Tableau VI.4 : volume de conduites

Diamètre(mm)	L (m)	Sc (m ²)	Vc(m ³)	Vr (m ³)
400	626.9	0.1256	78.73864	798.92
315	3866.43	0.077891625	301.162516	4351.02
250	6887.26	0.0490625	337.906194	6979.80
200	822.1	0.0314	25.81394	763.402
160	3448.5	0.020096	69.301056	2970.89
125	2640.97	0.012265625	32.3931477	2121.64
total			845.315493	17985.69

$$Vr(\text{tot}) = 21873.4333 - 3042.41954 - 845.315493$$

$$Vr = 17985.6982 \text{ (m}^3\text{)}$$

Calcul du volume excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_r \text{ m}^3 \dots\dots\dots \text{(VI.7)}$$

Avec :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m3).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m3), Avec : V_f = V_d *K_f
- V_d : Volume du déblai en (m3).
- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol Pour notre cas on a : K_f = 1,25

Le calcul du volume excédentaire est représenté dans le tableau (VI.5)

Tableau (VI.5) : le volume excédentaire

Diamètre (mm)	Vr(m ³)	Vd (m ³)	Kf	Vf (m ³)	Vexc (m ³)
400	798.92136	1003.04	1.25	1253.8	454.87
315	4351.02272	5359.74193	1.25	6699.67741	2348.65
250	6979.80756	8488.54795	1.25	10610.6849	3630.87
200	763.40206	920.752	1.25	1150.94	387.537
160	2970.89654	3564.3696	1.25	4455.462	1484.5
125	2121.64801	2536.98181	1.25	3171.22726	1049.57
total					9356.09

VI.3.4 Détermination de la capacité du godet

La tranchée sera creusée à l'aide d'une pelle rétro, avec une capacité de godet adaptée au volume de terrassement, conformément aux spécifications du tableau de normes ci-dessous

Tableau VI.6: capacité du godet

volume du terrassement par une pelle (m3)	≤10000	≥10000	>20000	100000
Capacité du godet (m3)	0.25 - 0.35	0.5 - 0.65	1 - 1.25	1.5

Puisque le volume global dépasse 20000 on choisit une pelle occupée d'un godet de capacité de 1.25

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$RP = 3600 * q * Kr * Kt / Tc * Kf \text{ (m}^3 \text{ /h)(VI.8)}$$

Avec :

q : capacité du gobet 1.25 m3.

Kr : coefficient de remplissage du gobet Kr = 0,8 - 0,9 on prend Kr = 0,8

Kt : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du

Conducteur : varie entre (0,7- 0,9), on prend Kt = 0,8

Kf : coefficient de foisonnement du sol Kf = 1,2

Tc : la durée d'un cycle de remplissage du gobet Tc= (15-30) s, on prend Tc = 25 s.

$$Rp = 96 \text{ m}^3\text{/h}$$

Avec une période de travail de 8heures par jour :

$$R_p = 768 \text{ m}^3 / \text{j}$$

La durée d'excavation :

$$T = V/R_p \dots\dots\dots(\text{VI.9})$$

Avec : V : volume du sol excavé (m3)

Rp : capacité du godet en jour (m3/jour)

$$T = 21873.4333 / 768$$

$$T = 28 \text{ jours}$$

La figure suivante représente un godet



Figure VI.4 : un godet

VI.3.5 Devis estimatif quantitatif de réseau de distribution :

Tableau VI.7 : devis estimatif quantitatif

Désignation	unité	Quantité	prix unitaire (DA)	montant total (DA)
Déblai du terrain	m3	21873.4333	450	9843044.977
Lit de sable	m3	3042.41954	1800	5476355.172
Remblaiement	m3	17985.6982	300	5395709.475
Volume excédentaire	m3	9356.09335	150	1403414.003
Fourniture et pose des canalisations PN10-400mm	mm	626.9	21260.99	13328514.63
Fourniture et pose des canalisations PN10-315mm	mm	3866.43	13338.45	51572183.23
Fourniture et pose des canalisations PN10-250mm	mm	6887.26	8501.43	58551558.78
Fourniture et pose des canalisations PN10-250mm	mm	822.1	5576.82	4584703.722
Fourniture et pose des canalisations PN10-160mm	mm	3448.5	3606.94	12438532.59
Fourniture et pose des canalisations PN10-125mm	mm	2640.97	2280.37	6022388.759
Montant total HT				168616405.3
TVA 19				32037117.02
Montant total TTC				200 653 522.36

VI.3.6 Calcul des volumes des travaux de réservoir R 1500 :

Le réservoir projeté d'une capacité de 1500 m³ a un diamètre intérieur de 18 m et une hauteur de 6 m.

- La profondeur d'excavation est de 2 m ;
- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,45 m ;

- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,45*0,35 m² ;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère a 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- La chambre de manœuvre aura les dimensions suivantes :
- La longueur est de 12 m ;
- La largeur est de 8 m ;
- La hauteur est de 6 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,25 m d'épaisseur sur une profondeur de 2m ;
- La dalle de à 0,15 m d'épaisseur repose sur 6 poteaux est 3 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3*0,3 m²) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3*0,45 m²).

Volume du décapage :

$$V_{dec} = \left(\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} * l_{exc}) \right) * e_{dec} \dots \dots (VI.10)$$

Avec :

- Vdec : volume total des décapages (m³) ;
- D : diamètre d'excavation (m), Dexc = Dext + 2 ;
- Dext : diamètre extérieur du radier du réservoir (m),
- Lexc : longueur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;
- lexc : largeur d'excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;
- e_{dec} : épaisseur de décapage (m), e = 0.2 m

Tableau VI.8: Volume de décapage de réservoir projeté.

	D int (m)	Dext (m)	Dexc (m)	Lexc (m)	lexc (m)	e _{dec}	Vdec (m ³)
Réservoir projeté	18	19	21	12	8	0.2	88.47

Volume total des déblais

Correspond à la somme des volumes des déblais des réservoirs et de leurs chambres de manœuvre.

$$V_{dec} = \left(\left(\frac{\pi * D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} * l_{exc}) \right) * h_{exc} \dots \dots \dots (VI.11)$$

Avec :

- Vd : volume total des déblais (m3) ;
- Dexc : diamètre d’excavation (m), Dexc = Dext + 2 ;
- Dext : diamètre extérieur du radier du réservoir (m) ;
- Lexc : longueur d’excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;
- lexc : largeur d’excavation pour la chambre de manœuvre (m) ;
- hexc : profondeur d’excavation (m) .hexc=2m

Tableau VI.9: Volume de déblai de réservoir projeté.

	Dexc (m)	Lexc (m)	lexc (m)	hexc (m)	Vd (m ³)
Réservoir projeté	21	12	8	2	884.72

Volume de tout venant :

La formule suivante permettra de déterminer le volume du tout-venant :

$$V_{tv} = \frac{\pi * D_{exc}^2}{4} * h_{tv} \dots \dots \dots (VI.12)$$

Avec :

- V_{tv}: volume du tout-venant (m3) ;
- h_{tv}: épaisseur de la couche du tout-venant (m), h_{tv} = 0,3 m ;
- D_{exc}: diamètre d’excavation (m),

Tableau VI.10: volume de tout venant de réservoir projeté

	Dexc(m)	h _{tv} (m)	V _{tv} (m ³)
Réservoir projeté	21	0.3	103.91

Volume de béton de propreté

Le volume du béton de propreté est calculé par la formule suivante

$$V_{bp} = \frac{\pi * D_{bp}^2}{4} * e_{bp} \dots \dots \dots (VI.13)$$

Avec :

- V_{bp} : volume du béton de propreté (m3) ;
- D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1$;
- e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

Tableau VI.11: volume de béton de propreté de réservoir projeté

	Dext (m)	D _{bp} (m)	e _{bp} (m)	Vbp (m ³)
Réservoir projeté	19	20	0.15	47.12

Volume du béton armé

Les éléments de réservoir dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radier de réservoir ;
- Voile de réservoir ;
- Voile de la chambre de manœuvre
- Ceintures supérieures de réservoir ;
- Coupole de réservoir ;
- Poteaux de la chambre de manœuvre ;
- Ceintures de la chambre de manœuvre ;
- Chape de la chambre de manœuvre ;
- Dalle de la chambre de manœuvre ;
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi \cdot (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H \dots \dots \dots (VI.14)$$

Avec :

- D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;
- D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;
- H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau VIII.12

Tableau VI.12 Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	Dext(m)	Dint(m)	H(m)	Vba
Radier	19		0,45	127,58
Voiles	18,4	18	6	68,61
Ceintures supérieures	18,4	18	0,5	5,71
Acrotères	18,4	18	0,3	3,43
Total				205.33

• **Coupoles :**

On calcule le rayon de la coupole en utilisant la formule suivante :

$$R_{moy} = \frac{f^2 + (\frac{D}{2})^2}{2 * f} \dots\dots\dots(VI.15)$$

Avec :

- R : rayon de la coupole (m) ;
- D : diamètre du réservoir (m), D = 18 m ;
- f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 * R * \pi * f * e_c \dots\dots\dots(VI.16)$$

Avec :

- V_c : volume du béton armé de la coupole (m²) ;
- e_c : épaisseur de la coupole (m), e_c = 0,15 m.

Tableau .13 : Calcul du volume du béton armé pour la coupole du réservoir

	D(m)	R _{moy} (m)	V _c (m)
Réservoir projeté	18	27.75	36.97

Le volume total du béton armé de réservoir est tel que 205.33 + 36.97 soit 242.3 m³, que l'on majore à **243 m³**.

Volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation

$$V_{remblai} = \frac{\pi \cdot (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h_{exc} \dots \dots \dots (VI.17)$$

Avec :

- $V_{remblai}$: Volume du remblai compacté en (m3).
- D_{ext} : Diamètre extérieur du réservoir en m.
- h_{exc} : Profondeur d'excavation en m
- D_{exc} : diamètre d'excavation (m),

Tableau .14 : Calcul du volume du remblai compacté

	D_{int} (m)	D_{ext} (m)	D_{exc} (m)	h_{exc} (m)	V_{rem} (m)
Réservoir projeté	18	19	21	2	125.66

VI.3.6 Devis estimatif des travaux de réservoir :

Tableau VII.15: Devis estimatif des travaux des réservoirs

Désignation des travaux	Unité	Quantité (m3)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Décapage	M^3	88,47	300	26541
Volume déblai	M	884,72	300	265416
Volume tout venant	M	103,91	600	62346
Volume béton de propreté	M	47,12	5000	235600
Volume béton armé	M	243	20000	4860000
Volume de remblai	M	125,66	300	37698
Totale				5487601

Tableau VII.16: Récapitulatif du devis estimatif du projet.

Désignation des travaux	Total hors taxe DA	TVA (19%) DA	Le cout total DA
Pose de canalisation	168616405.3	32037117.02	200 653 522.36
Réservoir	5487601	1042644,19	6530245,19
MONTANT GLOBAL TTC			207183767.6

Le coût total du projet est estimé à : **Deux cent sept millions cent quatre-vingt-trois mille sept cent soixante-sept vergulr soixante dinar algérien.**

VI.3.7 Planification des travaux :

Cela implique de toujours chercher les moyens les plus efficaces et économiques d'utiliser la main-d'œuvre et les autres ressources. Deux principales méthodes de planification sont identifiées :

1. Méthodes basées sur le réseau
2. Méthodes basées sur le graphique

VI.3.7.1 Planification des travaux de réseau de distribution :

Les tâches à effectuer pour la mise en place du réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que leurs durées d'exécution respectives, sont présentées dans le tableau ci-dessus.

Tableau VI.17 : les opérations principales à réaliser et leur durée

Notation	Opération	Durée (J)
A	Décapage de la couche de goudron	15
B	Exécution des tranchées du réseau	75
C	Pose du lit de sable	25
D	Pose des conduites	50
E	Montage et raccordement des conduites	40
F	Essais d'étanchéités	15
G	Remblayage des tranchées	35
H	Nivellement et compactage	20

Le chemin critique (Critical Path Method ou CPM) est une technique de gestion de projet permettant d'identifier les tâches essentielles à l'achèvement du projet. Les nœuds et les flèches représentent des tâches et le flux temporel. Le chemin critique correspond à la plus longue séquence d'activités devant être complétées dans les délais pour terminer le projet dans son ensemble.

Détermination du chemin critique :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de la méthode CPM sont :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale ;

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

$$\mathbf{DFP = DCP + TR \dots\dots\dots (VI.18)}$$

$$\mathbf{DCPP = DFPP - TR \dots\dots\dots (VI.19)}$$

Chemin critique :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (MT=0).

Les opérations précédentes et suivantes pour chaque étape de réalisation du réseau sont détaillées dans le tableau suivant :

Tableau VI .18 : Les opération des travaux (précède, succède)

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

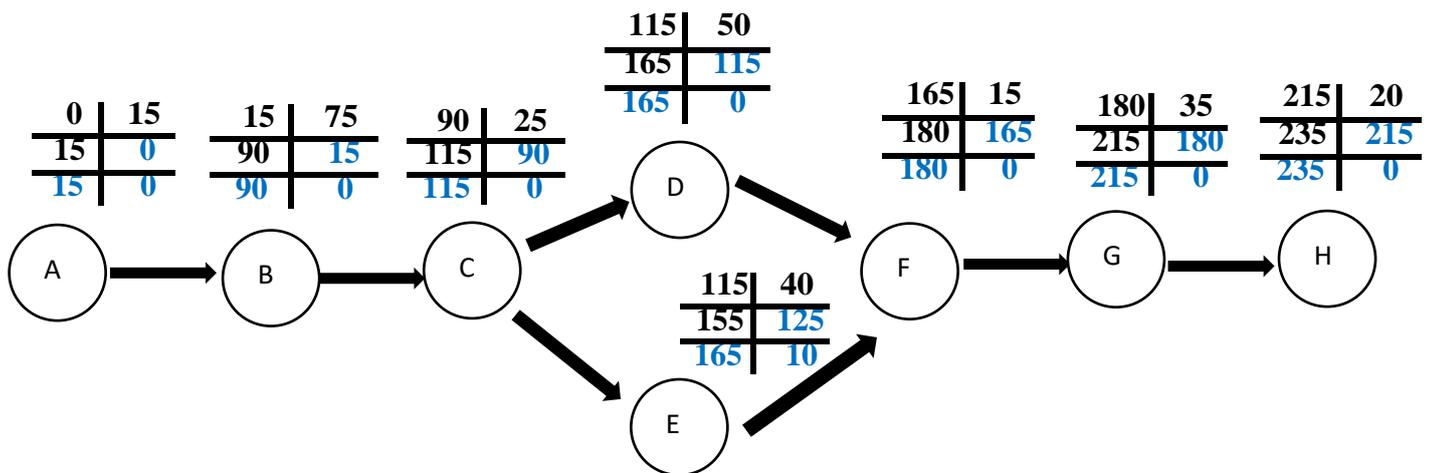


Figure VI.4: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau de distribution

Chemin critique ➔ (A-B-C-D-F-G-H)

La durée totale pour la réalisation du réseau d'AEP est DTR = 235 jours.

VI.3.7.2 planification des travaux du réservoir :

Le tableau suivant présente les opérations précédant et suivant chaque étape de mise en place du réservoir :

Tableau VII.19: Les opérations principales à réaliser et leurs durées

Notation	Opération	Durée (J)
A	Décapage	1
B	Excavation	2
C	Pose de tout venant	3
D	Coulage du béton de propreté	2
E	Coulage du béton armé de radier	30
F	Coulage béton armé de la voile du réservoir	20

G	Coulage béton armé du ceinture supérieur du réservoir	15
H	Coulage béton armé de la coupole	28
I	Remblayage et compactage	3
J	Maçonnerie et finition générale	10
K	nettoyage	3

- **Chemin critique :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge nulle ($MT=0$), ainsi la somme de $TR=DTP$;

Tableau VII.20 : Les opérations des travaux (précède, succède)

Operations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	H
H	G	I ,J
I	H	K
J	H	K
K	I ,J	/

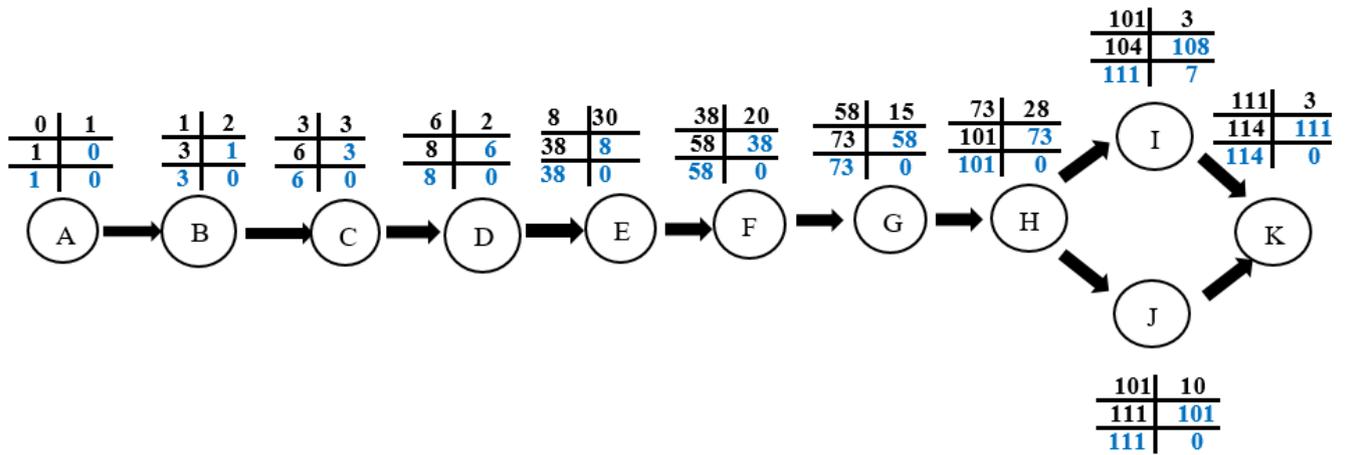


Figure VI.5: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réservoir

Chemin critique  (A-B-C-D-E-F-G-H-J-K)
 La durée totale pour la réalisation du réservoir est DTR = 114 jours

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les travaux de réalisation qui seront effectués pour améliorer le réseau d'alimentation en eau potable, en fournissant un calendrier détaillé des tâches à accomplir. Chaque phase du projet a été analysée pour estimer les volumes nécessaires de matériaux, tels que les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) et les équipements associés.

Nous avons également évalué le coût total du projet, qui s'élève à 207 183 767,6 DA. Cette estimation prend en compte les coûts de matériel, de main-d'œuvre et d'autres dépenses indirectes. En termes de durée, la réalisation des canalisations est estimée à 235 jours, tandis que la construction du réservoir projeté nécessitera environ 114 jours.

Cette planification minutieuse est essentielle pour garantir le bon déroulement du projet et respecter les délais impartis, assurant ainsi une amélioration efficace du réseau d'AEP dans la ville de Sour El Ghozlane.

Conclusion générale :

Dans le cadre de ce mémoire, nous avons conduit une analyse détaillée du réseau d'alimentation en eau potable (AEP) de la ville de Sour El Ghozlan. Une évaluation physique et hydraulique a révélé une infrastructure vieillissante, sujette à des dégradations et à des fuites importantes. Ces défaillances, combinées à des variations de pression inadéquates dans certaines zones, ont directement impacté la qualité du service pour de nombreux usagers.

En utilisant l'outil EPANET pour un diagnostic hydraulique, nous avons identifié des anomalies significatives. Les vitesses d'écoulement montraient des disparités marquées, certaines étant excessivement basses tandis que d'autres dépassaient largement les normes établies. De plus, les mesures de pression enregistrées des valeurs non conformes aux standards, indiquant des irrégularités dans la répartition de la pression au sein du réseau.

Notre étude a également mis en évidence que le volume de stockage actuel qui est de 8280 ne sera pas suffisant à l'horizon de l'étude. Les projections montrent que la capacité des réservoirs existants ne pourra pas répondre efficacement aux besoins en eau de la zone sur le long terme. Pour pallier cette insuffisance et garantir une distribution adéquate, nous avons proposé la construction d'un réservoir circulaire d'une capacité de 1500 m³. Ce renforcement permettra d'assurer une réserve d'eau suffisante pour faire face à la demande croissante et d'améliorer la fiabilité du réseau de distribution.

Dans le mémoire présent, nous avons dimensionné un nouveau réseau de distribution maillé. Ce réseau utilise des conduites en PEHD avec diamètres variant entre 125 et 400 mm, tout en préservant les conduites en acier de l'ancien réseau, ces dernières étant en bon état et ayant une capacité hydraulique satisfaisante.

Nous avons finalisé notre travail par un chapitre centré sur le management de projet. Cela nous a permis d'évaluer les volumes de travaux, le coût total du projet de **207183767.6 DA** et d'établir la planification des travaux ainsi que la durée nécessaire pour leur réalisation de 349 jours .

Bibliographie :

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

Trifunovic.N. (2020) . Introduction to Urban water Distribution : Theory. CRC Press

Sitographie :

<https://fr.weatherspark.com/>

Google Earth.

<http://www.algerie.prix-construction.info/>

ANNEXE

Tableau III.1: calcul des débits routes et débits nodaux cas de pointe (2024).

Nœud	tronçons	longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N21	21 22	114,2	1,341	4,9
	21 23	213	2,502	
	21 18	511,3	6,007	
N22	22 21	114,2	1,34	6,7
	22 49	79,84	0,93	
	22 34	502,4	5,90	
	22 37	457,1	5,37	
N23	23 21	213	2,50	5,8
	23 19	474,4	5,57	
	23 33	309,4	3,63	
N24	24 19	275,8	3,24	1,62
N25	25 19	740,8	8,70	7,62
	25 26	215,7	2,53	
	25 29	341,8	4,01	
N26	26 25	215,7	2,53	8,45
	26 27	640,6	7,52	
	26' 27'	582,7	6,84	
N27	27 26	640,6	7,52	7,58
	27' 26'	582,7	6,84	
	27 59	67,75	0,79	
N29	29 25	341,8	4,01	7,9
	29 30	607	7,13	
	29 32	410,8	4,82	
N30	30 29	607	7,13	9,94
	30 31	965,1	11,33	
	30 59	120,5	1,41	
N31	31 30	965,1	11,3	8,75
	31 32	362,1	4,25	
	31 47	163,2	1,91	
N32	32 29	410,8	4,82	7,99
	32 31	362,1	4,25	
	32 45	587,9	6,90	
N33	33 23	309,4	3,63	5,99
	33 34	240,5	2,82	
	33 40	470,5	5,52	
N34	34 33	240,5	2,82	6,97
	34 37	443,7	5,21	
	34 22	502,4	5,90	

N35	35 36	486	5,70	2,85
N36	36 35	486	5,70	9,11
	36 37	385	4,52	
	36 51	680	7,9	
N37	37 36	385	4,52	9,19
	37 38	279,1	3,27	
	37 22	457,1	5,37	
	37 34	443,7	5,21	
N38	38 37	279,1	3,27	10,10
	38 39	630,4	7,40	
	38 60	810	9,5	
N39	39 38	630,4	7,40	3,70
N40	40 33	470,5	5,52	7,03
	40 57	83,7	0,98	
	40 60	644	7,56	
N41	41 42	1812	21,28	10,64
N42	42 41	1812	21,28	19,59
	42 43	1367	16,06	
	42 47	155,9	1,8	
N43	43 42	1367	16,06	8,03
N45	45 46	297,7	3,49	15,05
	45 48	1677	19,70	
	45 32	587,9	6,90	
N46	46 45	297,7	3,49	3,90
	46 47	367,1	4,3	
N47	47 42	155,9	1,83	4,031
	47 46	367,1	4,31	
	47 31	163,2	1,91	
N48	48 45	1677	19,70	9,85
N49	49 22	79,84	0,93	3,2
	49 50	190,8	2,24	
	49 51	290,2	3,40	
N50	50 49	190,8	2,24	1,120
N51	51 36	680	7,99	6,03
	51 49	290,2	3,41	
	51 53	55,87	0,66	
N53	53 51	55,87	0,66	6,68
	53 55	135,7	1,59	
	53 56	246,9	2,90	
	53 18	698,5	8,21	
N55	55 53	135,7	1,59	0,80
N56	56 53	246,9	2,9	1,45
N57	57 19	1188,5	13,96	8,55
	57 40	83,7	0,98	
	57 58	182,4	2,14	
N58	58 57	182,4	2,14	1,07

N59	59 27	67,75	0.80	1.11
	59 30	120,5	1.41	
N60	60 40	644	7.57	8.54
	60 38	810	9.52	
somme				357.82

Tableau III.2: calcul des débits nodaux et débits route en cas de pointe + incendie (2024).

NŒUD	tronçons	longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N21	21 22	114,2	1.34	4.93
	21 23	213	2.50	
	21 18	511,3	6.01	
N22	22 21	114,2	1.34	6.78
	22 49	79,84	0.94	
	22 34	502,4	5.90	
	22 37	457,1	5.37	
N23	23 21	213	2.50	5.86
	23 19	474,4	5.57	
	23 33	309,4	3.64	
N24	24 19	275,8	3.24	1.62
N25	25 19	740,8	8.70	7.63
	25 26	215,7	2.53	
	25 29	341,8	4.02	
N26	26 25	215,7	2.53	8.45
	26 27	640,6	7.53	
	26' 27'	582,7	6.85	
N27	27 26	640,6	7.53	7.58
	27' 26'	582,7	6.85	
	27 59	67,75	0.80	
N29	29 25	341,8	4.02	7.99
	29 30	607	7.13	
	29 32	410,8	4.83	
N30	30 29	607	7.13	9.94
	30 31	965,1	11.34	
	30 59	120,5	1.42	
N31	31 30	965,1	11.34	8.76
	31 32	362,1	4.25	
	31 47	163,2	1.92	
N32	32 29	410,8	4.83	7.99
	32 31	362,1	4.25	
	32 45	587,9	6.91	
N33	33 23	309,4	3.64	5.99
	33 34	240,5	2.83	
	33 40	470,5	5.53	
N34	34 33	240,5	2.83	23.97

	34 37	443,7	5.21	
	34 22	502,4	5.90	
N35	35 36	486	5.71	2.85
N36	36 35	486	5.71	9.11
	36 37	385	4.52	
	36 51	680	7.99	
N37	37 36	385	4.52	9.19
	37 38	279,1	3.28	
	37 22	457,1	5.37	
	37 34	443,7	5.21	
N38	38 37	279,1	3.28	10.10
	38 39	630,4	7.41	
	38 60	810	9.52	
N39	39 38	630,4	7.41	3.70
N40	40 33	470,5	5.53	7.04
	40 57	83,7	0.98	
	40 60	644	7.57	
N41	41 42	1812	21.29	10.64
N42	42 41	1812	21.29	19.59
	42 43	1367	16.06	
	42 47	155,9	1.83	
N43	43 42	1367	16.06	8.03
N45	45 46	297,7	3.50	15.05
	45 48	1677	19.70	
	45 32	587,9	6.91	
N46	46 45	297,7	3.50	3.91
	46 47	367,1	4.31	
N47	47 42	155,9	1.83	4.03
	47 46	367,1	4.31	
	47 31	163,2	1.92	
N48	48 45	1677	19.70	9.85
N49	49 22	79,84	0.94	3.29
	49 50	190,8	2.24	
	49 51	290,2	3.41	
N50	50 49	190,8	2.24	1.12
N51	51 36	680	7.99	6.03
	51 49	290,2	3.41	
	51 53	55,87	0.66	
N53	53 51	55,87	0.66	6.68
	53 55	135,7	1.59	
	53 56	246,9	2.90	
	53 18	698,5	8.21	
N55	55 53	135,7	1.59	0.80
N56	56 53	246,9	2.9	1.45
N57	57 19	1188,5	13.96	8.55
	57 40	83,7	0.98	

	57 58	182,4	2.14	
N58	58 57	182,4	2.14	1.07
N59	59 27	67,75	0.80	1.11
	59 30	120,5	1.41	
N60	60 40	644	7.57	8.54
	60 38	810	9.52	
somme				374.82

Tableau III.3: calcul des pressions au nœuds en cas de pointe (2024).

Nœud	Débit (l/s)	élévation (m)	pression (mce)	Observation
n30	4.97	917.17	17.17	
n31	4.38	915.83	42.54	
n32	4.00	916.05	53.05	
n33	3.00	918.59	37.69	
n34	3.49	918.61	48.61	
n35	1.43	918.68	30.68	
n36	4.56	918.69	38.69	
n37	4.59	918.60	55.60	
n38	5.05	918.14	51.84	
n39	1.85	918.08	41.38	
n40	3.52	918.15	32.15	
n41	5.32	941.41	< 0	dépression
n42	9.80	915.51	29.31	
n43	4.01	915.38	67.38	surpression
n45	7.53	916.05	65.75	surpression
n46	1.95	913.64	21.64	
n47	2.02	915.35	35.09	
n48	4.93	933.61	68.44	surpression
n49	1.64	918.76	39.76	
n50	0.56	918.76	40.76	
n51	3.01	918.76	30.76	
n53	3.34	919.02	29.02	
n55	0.40	916.82	< 0	dépression
n56	0.73	922.32	< 0	dépression
n57	4.27	918.16	33.26	
n58	0.53	918.16	36.16	
n59	0.55	917.84	18.84	
n60	4.27	918.05	< 0	dépression

Tableau III.4: calcul des vitesses au niveau des tronçons en cas de pointe (2024)

Tronçon	longueur (m)	Diamètre (mm)	débit (l/s)	Vitesse (m/s)	matériau
p34	362.1	250	20.16	0.41	Acier

p35	309.4	150	8.46	0.48	Acier
p36	240.5	150	1.08	0.06	Acier
p38	486	200	1.43	0.05	Acier
p39	385	200	7.80	0.25	Acier
p40	279.1	150	6.32	0.36	Acier
p41	630.4	150	1.85	0.10	Acier
p44	1367	200	4.01	0.13	Acier
p46	443.7	200	1.47	0.05	Acier
p48	587.9	200	0.46	0.01	Acier
p49	297.7	200	44.77	1.42	Acier
p50	367.1	250	59.61	1.21	Acier
p51	1677	200	51.83	1.65	Acier
p52	190.8	150	0.56	0.03	Acier
p53	79.84	150	2.44	0.14	Acier
p54	290.2	150	0.24	0.01	Acier
p56	698.5	300	9.29	0.13	Acier
p58	135.7	150	30.42	1.72	Acier
p59	246.9	200	59.61	1.90	Acier
p60	182.4	150	0.53	0.03	Acier
p61	120.5	200	36.63	1.17	Acier
p62	67.75	200	9.34	0.30	Acier
p63	810	150	0.58	0.03	Acier
p64	644	200	2.66	0.08	Acier
p65	470.5	150	4.39	0.25	Acier
p66	83.7	150	1.78	0.10	Acier
p67	1188.15	150	6.59	0.37	Acier
p68	474.4	200	14.15	0.45	Acier
p69	163.2	250	46.69	0.95	Acier
p70	155.9	200	14.94	0.48	Acier
p71	1812	150	28.75	1.63	Acier
P72	1000	250	115.42	2.35	Acier
P73	1000	200	27.84	0.89	Acier
p9	1000	150	34.07	1.93	Acier
p28	1000	200	2.19	0.07	Acier
p55	1000	200	56.75	1.81	Acier
p57	1000	150	30.02	1.70	Acier
p2	1000	200	60.33	1.92	Acier
p 23	1000	150	23.17	1.31	Acier
P74	1000	250	102.43	2.09	Acier

Tableau III.5: calcul des pressions aux nœuds en cas de pointe + incendie (2024).

Nœud	Débit (l/s)	élévation (m)	pression (mce)	Observation
n30	4.97	917.01	17.01	

n31	4.38	915.69	42.40	
n32	4.00	915.92	52.92	
n33	3.00	918.21	37.31	
n34	11.99	918.20	48.20	
n35	1.43	918.32	30.32	
n36	4.56	918.33	38.33	
n37	4.59	918.20	55.20	
n38	5.05	917.96	51.66	
n39	1.85	917.91	41.21	
n40	3.52	918.00	32.00	
n41	5.32	941.36	< 0	dépression
n42	9.80	915.38	29.18	
n43	4.01	915.25	67.25	
n45	7.53	915.91	65.61	
n46	1.95	913.53	21.53	
n47	2.02	915.21	34.95	
n48	4.93	933.56	68.39	
n49	1.64	918.41	39.41	
n50	0.56	918.41	40.41	
n51	3.01	918.41	30.41	
n53	3.34	918.70	28.70	
n55	0.40	916.54	< 0	dépression
n56	0.73	922.06	< 0	dépression
n57	4.27	918.00	33.10	
n58	0.53	918.00	36.00	
n59	0.55	917.67	18.67	
n60	4.27	917.97	< 0	dépression

Tableau III.6: calcul des vitesses aux tronçons au cas de pointe + incendie (2024)

Tronçon	longueur (m)	Diamètre (mm)	débit (l/s)	Vitesse (m/s)	matériau
p34	362.1	250	20.16	0.41	Acier
p35	309.4	150	8.46	0.48	Acier
p36	240.5	150	1.08	0.06	Acier
p38	486	200	-1.43	0.05	Acier
p39	385	200	7.80	0.25	Acier
p40	279.1	150	6.32	0.36	Acier
p41	630.4	150	1.85	0.10	Acier
p44	1367	200	4.01	0.13	Acier
p46	443.7	200	-1.47	0.05	Acier
p48	587.9	200	0.46	0.01	Acier
p49	297.7	200	44.77	1.42	Acier
p50	367.1	250	-59.61	1.21	Acier
p51	1677	200	-51.83	1.65	Acier
p52	190.8	150	0.56	0.03	Acier

p53	79.84	150	2.44	0.14	Acier
p54	290.2	150	0.24	0.01	Acier
p56	698.5	300	9.29	0.13	Acier
p58	135.7	150	30.42	1.72	Acier
p59	246.9	200	-59.61	1.90	Acier
p60	182.4	150	0.53	0.03	Acier
p61	120.5	200	-36.63	1.17	Acier
p62	67.75	200	-9.34	0.30	Acier
p63	810	150	-0.58	0.03	Acier
p64	644	200	-2.66	0.08	Acier
p65	470.5	150	4.39	0.25	Acier
p66	83.7	150	-1.78	0.10	Acier
p67	1188.15	150	-6.59	0.37	Acier
p68	474.4	200	-14.15	0.45	Acier
p69	163.2	250	46.69	0.95	Acier
p70	155.9	200	-14.94	0.48	Acier
p71	1812	150	-28.75	1.63	Acier
P72	401	150	-9.86	0.56	Acier
P73	563.3	150	-5.30	0.30	Acier
p9	565.1	150	-2.52	0.14	Acier
p28	582.7	200	6.73	0.21	Acier
p55	55.87	150	-16.55	0.94	Acier
p57	502.4	200	9.44	0.30	Acier
p2	457.1	150	-4.59	0.26	Acier
p 23	680	300	-13.78	0.19	Acier
P74	511.3	400	-19.56	0.16	Acier

Tableau III.7: Calcul des débits route et débit nodaux en cas de pointe (2054)

NŒUD	tronçon	longueur(m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N1	1 2	351,1	9.15	4.57
N2	2 1	351,1	9.15	16.67
	2 4	401	10.45	
	2 5	527	13.73	
N4	4 2	401	10.45	18.12
	4 5	426,2	11.11	
	4 7	563,3	14.68	
N5	5 2	527	13.73	32.66
	5 4	426,2	11.11	
	5 12	1221	31.82	
	5 9	332,1	8.65	
N7	7 4	563,3	14.68	24.49
	7 8	271,1	7.06	
	7 35	1044,83	27.23	
N8	8 7	271,1	7.06	8.97

	8 9	417,7	10.88	
N9	9 5	332,1	8.65	17.13
	9 8	417,7	10.88	
	9 11	565,1	14.73	
N11	11 9	565,1	14.73	18.40
	11 12	498,9	13.00	
	11 17	348,3	9.08	
N12	12 11	498,9	13.00	29.32
	12 16	530,7	13.83	
	12 5	1221	31.82	
N16	16 12	530,7	13.83	6.91
N17	17 11	348,3	9.08	16.79
	17 18	306,7	7.99	
	17 19	633,3	16.50	
N18	18 17	306,7	7.99	19.76
	18 53	698,5	18.20	
	18 21	511,3	13.32	
N19	19 12	131,5	3.43	38.69
	19 24	275,8	7.19	
	19 57	1188,15	30.96	
	19 25	740,8	19.30	
	19 17	633,3	16.50	
N21	21 22	114,2	2.98	10.93
	21 23	213	5.55	
	21 18	511,3	13.32	
N22	22 21	114,2	2.98	15.03
	22 49	79,84	2.08	
	22 34	502,4	13.09	
	22 37	457,1	11.91	
N23	23 21	213	5.55	10.61
	23 12	292,03	7.61	
	23 33	309,4	8.06	
N24	24 19	275,8	7.19	3.59
N25	25 19	740,8	19.30	16.92
	25 26	215,7	5.62	
	25 29	341,8	8.91	
N26	26 25	215,7	5.62	11.16
	26 27	640,6	16.69	
N27	27 26	640,6	16.69	9.23
	27 59	67,75	1.77	
N29	29 25	341,8	8.91	
	29 30	607	15.82	17.71
	29 32	410,8	10.71	
N30	30 29	607	15.82	
	30 31	965,1	25.15	22.05
	30 59	120,5	3.14	

N31	31 30	965,1	25.15	
	31 32	362,1	9.44	19.42
	31 47	163,2	4.25	
N32	32 29	410,8	10.71	
	32 31	362,1	9.44	17.73
	32 45	587,9	15.32	
N33	33 23	309,4	8.06	
	33 34	240,5	6.27	13.30
	33 40	470,5	12.26	
N34	34 33	240,5	6.27	
	34 37	443,7	11.56	15.46
	34 22	502,4	13.09	
N35	35 36	486	12.66	
N36	36 35	486	12.66	6.33
	36 37	385	10.03	20.21
	36 51	680	17.72	
N37	37 36	385	10.03	
	37 38	279,1	7.27	20.39
	37 22	457,1	11.91	
	37 34	443,7	11.56	
N38	38 37	279,1	7.27	
	38 39	630,4	16.43	22.40
	38 60	810	21.11	
N39	39 38	630,4	16.43	29.43
	39 60	1628	42.42	
N40	40 33	470,5	12.26	8.21
	40 10	83,7	2.18	15.61
	40 60	644	16.78	
N41	41 42	1812	47.22	
N42	42 41	1812	47.22	23.61
	42 43	1367	35.62	43.45
	42 47	155,9	4.06	
N43	43 42	1367	35.62	
N45	45 46	297,7	7.76	17.81
	45 48	1677	43.70	35.57
	45 13	167,1	4.35	
	45 32	587,9	15.32	
N46	46 45	297,7	7.76	
	46 47	367,1	9.57	8.66
N47	47 42	155,9	4.06	
	47 46	367,1	9.57	8.94
	47 31	163,2	4.25	
N48	48 45	1677	43.70	
N49	49 22	79,84	2.08	21.85
	49 50	190,8	4.97	7.31
	49 51	290,2	7.56	

N50	50 49	190,8	4.97	
N51	51 36	680	17.72	2.49
	51 49	290,2	7.56	13.37
	51 53	55,87	1.46	
N53	53 51	55,87	1.46	
	53 55	135,7	3.54	14.81
	53 56	246,9	6.43	
	53 18	698,5	18.20	
N55	55 53	135,7	3.54	
N56	56 53	246,9	6.43	1.77
N57	57 19	1188,5	30.97	3.22
	57 10	57,35	1.49	18.61
	57 58	182,4	4.75	
N58	58 57	182,4	4.75	
N59	59 27	67,75	1.77	2.38
	59 30	120,5	3.14	2.45
N60	60 40	644	16.78	
	60 38	810	21.11	18.94
				803.45

Tableau III.7 : calcul des débits routes et débit nodaux au cas de pointe plus incendie (2054)

NŒUD	tronçon	longueur (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
N1	1 2	351,1	9.86	4.93
N2	2 1	351,1	9.86	17.96
	2 4	401	11.26	
	2 5	527	14.80	
N4	4 2	401	11.26	19.53
	4 5	426,2	11.97	
	4 7	563,3	15.82	
N5	5 2	527	14.80	18.05
	5 4	426,2	11.97	
	5 9	332,1	9.33	
N7	7 4	563,3	15.82	23.01
	7 8	271,1	7.61	
	7' 8'	804,2	22.59	
N8	8 7	271,1	7.61	20.97
	8' 7'	804,2	22.59	
	8 9	417,7	11.73	
N9	9 5	332,1	9.33	18.46
	9 8	417,7	11.73	
	9 11	565,1	15.87	
N11	11 9	565,1	15.87	19.83
	11 12	498,9	14.01	
	11 17	348,3	9.78	

N12	12 11	498,9	14.01	22.12
	12 16	530,7	14.90	
	12 13	545,9	15.33	
N13	13 12	545,9	15.33	12.88
	13 14	178,3	5.01	
	13 15	193,2	5.43	
N14	14 13	178,3	5.01	2.50
N15	15 13	193,2	5.43	2.71
N16	16 12	530,7	14.90	7.45
N17	17 11	348,3	9.78	18.09
	17 18	306,7	8.61	
	17 19	633,3	17.79	
N18	18 17	306,7	8.61	21.30
	18 53	698,5	19.62	
	18 21	511,3	14.36	
N19	19 23	474,4	13.32	46.51
	19 24	275,8	7.75	
	19 57	1188,15	33.37	
	19 25	740,8	20.81	
	19 17	633,3	17.79	
N21	21 22	114,2	3.21	11.77
	21 23	213	5.98	
	21 18	511,3	14.36	
N22	22 21	114,2	3.21	16.20
	22 49	79,84	2.24	
	22 34	502,4	14.11	
	22 37	457,1	12.84	
N23	23 21	213	5.98	14.00
	23 19	474,4	13.32	
	23 33	309,4	8.69	
N24	24 19	275,8	7.75	3.87
N25	25 19	740,8	20.81	18.23
	25 26	215,7	6.06	
	25 29	341,8	9.60	
N26	26 25	215,7	6.06	20.21
	26 27	640,6	17.99	
	26' 27'	582,7	16.36	
N27	27 26	640,6	17.99	18.13
	27' 26'	582,7	16.36	
	27 59	67,75	1.90	
N29	29 25	341,8	9.60	19.09
	29 30	607	17.05	
	29 32	410,8	11.54	
N30	30 29	607	17.05	23.77
	30 31	965,1	27.10	
	30 59	120,5	3.38	

N31	31 30	965,1	27.10	20.93
	31 32	362,1	10.17	
	31 47	163,2	4.58	
N32	32 29	410,8	11.54	19.11
	32 31	362,1	10.17	
	32 45	587,9	16.51	
N33	33 23	309,4	8.69	14.33
	33 34	240,5	6.75	
	33 40	470,5	13.21	
N34	34 33	240,5	6.75	33.66
	34 37	443,7	12.46	
	34 22	502,4	14.11	
N35	35 36	486	13.65	6.82
N36	36 35	486	13.65	21.78
	36 37	385	10.81	
	36 51	680	19.10	
N37	37 36	385	10.81	21.97
	37 38	279,1	7.84	
	37 22	457,1	12.84	
	37 34	443,7	12.46	
N38	38 37	279,1	7.84	24.15
	38 39	630,4	17.70	
	38 60	810	22.75	
N39	39 38	630,4	17.70	8.85
N40	40 33	470,5	13.21	16.83
	40 57	83,7	2.35	
	40 60	644	18.09	
N41	41 42	1812	50.89	25.44
N42	42 41	1812	50.89	46.83
	42 43	1367	38.39	
	42 47	155,9	4.38	
N43	43 42	1367	38.39	19.20
N45	45 46	297,7	8.36	35.98
	45 48	1677	47.10	
	45 32	587,9	16.51	
N46	46 45	297,7	8.36	9.34
	46 47	367,1	10.31	
N47	47 42	155,9	4.38	9.64
	47 46	367,1	10.31	
	47 31	163,2	4.58	
N48	48 45	1677	47.10	23.55
N49	49 22	79,84	2.24	7.88
	49 50	190,8	5.36	
	49 51	290,2	8.15	
N50	50 49	190,8	5.36	2.68
N51	51 36	680	19.10	14.41

	51 49	290,2	8.15	
	51 53	55,87	1.57	
N53	53 51	55,87	1.57	15.97
	53 55	135,7	3.81	
	53 56	246,9	6.93	
	53 18	698,5	19.62	
N55	55 53	135,7	3.81	1.91
N56	56 53	246,9	6.93	3.47
N57	57 19	1188,5	33.38	20.43
	57 40	83,7	2.35	
	57 58	182,4	5.12	
N58	58 57	182,4	5.12	2.56
N59	59 27	67,75	1.90	2.64
	59 30	120,5	3.38	
N60	60 40	644	18.09	20.42
	60 38	810	22.75	
				872.34

Tableau III.8: calcul des pressions aux nœuds en cas de pointe (2054)

Nœud	Débit (l/s)	Elévation (m)	Pression (mce)	Remarques
n30	11.89	900	5.28	
n31	10.47	873.29	31.58	
n32	9.56	863	42.25	
n33	46.9	880.9	19.58	
n34	8.33	870	30.88	
n35	3.41	888	13.26	
n36	10.89	880	21.3	
n37	27.86	863	37.87	
n38	12.07	866.3	34.58	
n39	4.43	876.7	23.89	
n40	8.41	886	17.28	
n41	12.72	976.5	< 0	pression négative
n42	23.41	886.2	18.41	
n43	9.6	848	55.98	
n45	17.99	850.3	55.12	
n46	4.67	892	12.29	
n47	4.82	880.26	24.36	
n48	11.77	865.17	42.03	
n49	3.93	879	22.65	
n50	1.34	878	23.64	
n51	7.98	888	13.65	
n53	5.74	890	12.99	

n55	0.96	920	< 0	pression négative
n56	1.73	928	< 0	pression négative
n57	10.21	884.9	18.37	
n58	1.28	882	21.26	
n59	1.32	899	6.32	
n60	10.21	927.15	< 0	pression négative

Tableau III.9: calcul des vitesses au niveau des tronçons en cas de pointe (2054)

tronçons	longueur (m)	diamètre (mm)	vitesse (m/s)	matériau	observations
p34	362.1	250	0.41	Acier	
p35	309.4	150	0.44	Acier	
p36	240.5	150	0.10	Acier	faible vitesse
p38	486	200	0.05	Acier	faible vitesse
p39	385	200	0.22	Acier	faible vitesse
p40	279.1	150	0.50	Acier	
p41	630.4	150	0.10	Acier	faible vitesse
p44	1367	200	0.13	Acier	faible vitesse
p46	443.7	200	0.08	Acier	faible vitesse
p48	587.9	200	0.03	Acier	faible vitesse
p49	297.7	200	1.43	Acier	
p50	367.1	250	1.22	Acier	
p51	1677	200	1.65	Acier	
p52	190.8	150	0.03	Acier	faible vitesse
p53	79.84	150	0.14	Acier	faible vitesse
p54	290.2	150	0.02	Acier	faible vitesse
p56	698.5	300	0.13	Acier	faible vitesse
p58	135.7	150	1.74	Acier	
p59	246.9	200	1.88	Acier	
p60	182.4	150	0.03	Acier	faible vitesse
p61	120.5	200	1.17	Acier	
p62	67.75	200	0.32	Acier	
p63	810	150	0.11	Acier	faible vitesse
p64	644	200	0.17	Acier	faible vitesse
p65	470.5	150	0.37	Acier	
p66	83.7	150	0.12	Acier	faible vitesse
p67	1188.15	150	0.39	Acier	
p68	474.4	200	0.42	Acier	
p69	163.2	250	0.96	Acier	
p70	155.9	200	0.47	Acier	
p71	1812	150	1.62	Acier	

P72	401	150	0.55	Acier	
P73	563.3	150	0.30	Acier	
p9	565.1	150	0.15	Acier	faible vitesse
p28	582.7	200	0.23	Acier	faible vitesse
p55	55.87	150	0.87	Acier	
p57	502.4	200	0.25	Acier	
p2	457.1	150	0.23	Acier	faible vitesse
p 23	680	300	0.18	Acier	faible vitesse
P74	511.3	400	0.14	Acier	faible vitesse

Tableau III.10: Calcul des pressions au nœuds en cas de pointe + incendie (2054).

Nœud	Élévation (m)	Débit (l/s)	Pressure (m)	problème
n30	900	11.89	3.03	
n31	873.29	10.47	29.35	
n32	863	9.56	39.73	
n33	880.9	46.90	17.36	
n34	870	33,66	28.54	
n35	888	3.41	11.09	
n36	880	10.89	19.12	
n37	863	27.86	35.56	
n38	866.3	12.07	32.31	
n39	876.7	4.43	21.62	
n40	886	8.41	15.42	
n41	976.5	12.72	< 0	pression négative
n42	886.2	23.41	16.35	
n43	848	9.60	53.91	
n45	850.3	17.99	53.10	
n46	892	4.67	10.49	
n47	880.26	4.82	22.29	
n48	865.17	11.77	61.51	
n49	879	3.93	20.52	
n50	878	1.34	21.51	
n51	888	7.98	11.53	
n53	890	5.74	11.10	
n55	920	0.96	< 0	pression négative
n56	928	1.73	< 0	pression négative
n57	884.9	10.21	16.49	
n58	882	1.28	19.38	
n59	899	1.32	4.68	
n60	927.15	10.21	< 0	pression négative

Tableau III.11 : Calcul des vitesses aux tronçons cas de pointe + incendie (2054)

tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse(m/s)	matériau	problème
p34	362.1	250	0.26	acier	
p35	309.4	150	1.16	acier	
p36	240.5	150	0.41	acier	
p38	486	200	0.11	acier	faible vitesse
p39	385	200	0.57	acier	
p40	279.1	150	0.15	acier	faible vitesse
p41	630.4	150	0.25	acier	
p44	1367	200	0.31	acier	
p46	443.7	200	0.09	acier	faible vitesse
p48	587.9	200	0.50	acier	
p49	297.7	200	0.85	acier	
p50	367.1	250	0.21	acier	
p51	1677	200	1.92	acier	
p52	190.8	150	0.08	acier	faible vitesse
p53	79.84	150	0.23	acier	
p54	290.2	150	0.07	acier	faible vitesse
p56	698.5	300	0.52	acier	
p58	135.7	150	0.15	acier	
p59	246.9	200	2.75	acier	
p60	182.4	150	0.07	acier	faible vitesse
p61	120.5	200	1.15	acier	
p62	67.75	200	0.97	acier	
p63	810	150	1.08	acier	
p64	644	200	0.99	acier	
p65	470.5	150	1.08	acier	
p66	83.7	150	0.20	acier	
p67	1188.15	150	0.45	acier	
p68	474.4	200	1.09	acier	
p69	163.2	250	0.37	acier	
p70	155.9	200	0.09	acier	faible vitesse
p71	1812	150	1.71	acier	
P72	401	150	0.75	acier	
P73	563.3	150	0.51	acier	
p9	565.1	150	1.51	acier	
p28	582.7	200	0.35	acier	

p55	55.87	150	2.34	acier	
p57	502.4	200	0.68	acier	
p2	457.1	150	0.59	acier	
p 23	680	300	0.45	acier	
P74	511.3	400	0.34	acier	

