

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة - د. موالى الطاهر
UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR



Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et de l'Hydraulique

PROJET DE FIN DE CYCLE

Présenté pour l'obtention du diplôme de master en hydraulique
Spécialité : Hydraulique urbaine

Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation
en eau potable du nouveau pôle « El Moudjahid NEDJADI
Mohamed » - Ain Zerga - W. Saïda

Présenté par :

CHIKHI Amir
MIMOUNI Mohamed

Soutenu le 30 / 09 / 2026, devant le jury composé de :

Mme HAKEM Mebarka	Université de Saïda - Dr MOULAY Tahar	Président
M. BENIKDES Aïssa	Université de Saïda - Dr MOULAY Tahar	Encadreur
Mme KIES Souad	Université de Saïda - Dr MOULAY Tahar	Examineur

Année universitaire 2025/2026

Dédicace

Je dédie ce modeste travail,

À moi-même,

Avec fierté et gratitude pour chaque étape franchie, chaque effort fourni et chaque nuit consacrée à persévérer pour réaliser ce rêve. Je dédie cette réussite à la personne qui n'a jamais cessé de croire en ses capacités : **moi-même**.

Que ce diplôme soit le symbole de ma détermination, de mon courage et de ma persévérance.

À mes chers parents, ma mère et mon père,

En reconnaissance de tous les sacrifices consentis, de leur amour inconditionnel, de leur soutien moral et matériel, de leurs encouragements constants et de leurs prières qui m'ont accompagné tout au long de mon parcours. Aucun mot ne saurait exprimer toute ma gratitude, mon affection et ma reconnaissance à leur égard.

À mes chers frères, Amine et Hichem,

Pour leur soutien, leur affection et leur présence à mes côtés tout au long de mon parcours.

À mon cher ami, Mimoun,

En témoignage de notre sincère amitié, des beaux moments que nous avons partagés et de son précieux soutien.

À mon cher binôme, Chikhi Amir,

Pour les efforts partagés, la collaboration et les moments vécus ensemble durant la réalisation de ce travail.

À toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce travail.

MIMOUNI Mohamed

Dédicace

Je dédie ce modeste travail,

À Allah, le Tout-Puissant,

Qui m'a accordé la force, la patience et la volonté nécessaires pour accomplir ce travail et surmonter les difficultés rencontrées tout au long de mon parcours.

À mon cher binôme, Mimouni Mohamed,

Pour sa patience, sa collaboration, son soutien et les efforts que nous avons partagés tout au long de la réalisation de ce projet.

À mon fidèle ami, Abdelrezak,

Qui a rendu ce parcours plus agréable et plus léger grâce à sa présence, son amitié sincère et ses encouragements constants.

À ma chère mère, Fatiha, et à la mémoire de mon père, Mohamed, que Dieu ait son âme,

Pour tous les sacrifices consentis pour ma réussite. Maman, tes prières ont été mon bouclier, ton amour ma plus grande richesse et ton soutien ma plus grande force. À la mémoire de mon père, dont l'amour et les enseignements resteront à jamais gravés dans mon cœur. Aucun mot ne saurait exprimer toute ma gratitude, mon respect et mon affection.

À mes chers frères, Sofiane et Maamar, que Dieu ait son âme,

Pour leur soutien indéfectible, leur présence constante et leurs encouragements dans les moments de doute comme dans les moments de réussite.

Enfin, je dédie ce travail à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à ma réussite et à l'aboutissement de ce projet.

CHIKHI Amir

Remerciements

Nous remercions, en premier lieu, **Dieu Tout-Puissant** de nous avoir accordé la force, le courage et la volonté nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous adressons nos vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont accompagnés et soutenus tout au long de ce projet, et tout particulièrement à notre encadreur, M. BENIKDES Aïssa, pour sa disponibilité, ses précieux conseils, son soutien constant et son accompagnement tout au long de l'élaboration de ce mémoire.

Nous adressons également nos sincères remerciements à M. CHIKHI Mohamed, pour nous avoir permis d'accéder aux informations nécessaires relatives à la zone d'étude, contribuant ainsi à la réalisation de ce travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à l'ensemble de nos enseignants de la filière Hydraulique, du Département de Génie Civil et Hydraulique, de la Faculté des Sciences et de la Technologie de l'Université de Saïda, pour la qualité de leur enseignement, leur disponibilité et les connaissances qu'ils nous ont transmises tout au long de notre formation.

Nous adressons également nos sincères remerciements aux membres du jury, qui ont bien voulu accepter d'examiner et d'évaluer ce travail.

Enfin, nous remercions chaleureusement nos collègues, nos amis ainsi que toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

MIMOUNI M. & CHIKHI A.

Résumé

Le présent travail porte sur la conception et le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable du nouveau pôle « El Moudjahid Mohamed NEDJADI », destiné à une population de 530 000 habitants. L'étude a permis d'évaluer les besoins en eau et de dimensionner un système de stockage composé de deux réservoirs de 9 000 m³ chacun, soit un volume total de 18 000 m³.

Le réseau étudié présente une longueur totale de 31 873,28 m, avec des conduites dont les diamètres varient de 160 à 1 500 mm. Le débit de pointe atteint 3 980,64 L/s, avec deux conduites d'adduction de 1 400 mm de diamètre. Les vitesses d'écoulement varient entre 0,50 et 1,98 m/s, tandis que les pressions s'étendent de 10,61 à 159,69 mCE.

La modélisation et la simulation hydraulique réalisées à l'aide du logiciel EPANET ont permis de vérifier le fonctionnement du réseau et de proposer un système d'alimentation en eau potable adapté aux besoins actuels et futurs de la zone d'étude.

Mots-clés : Alimentation en eau potable, dimensionnement, nouveau pôle « El Moudjahid Mohamed NEDJADI », besoins en eau, réservoir de stockage, modélisation hydraulique, EPANET.

ملخص

يتناول هذا العمل تصميم وتحديد أبعاد شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب للقطب الجديد «المجاهد محمد نجادي»، وقد سمحت الدراسة بتقييم الاحتياجات من المياه وتحديد أبعاد نظام. نسمة 530 000 المخصص لسكان يقدر عددهم بـ 18 000 m³ لكل خزان، أي بحجم إجمالي قدره 36 000 m³ التخزين، المتمثل في خزانين بسعة 9 000 م³.

ويبلغ التدفق الأقصى 3 980,64 L/s، وتتراوح أقطار الأنابيب بين 160 و1 500 مم. تبلغ الطول الإجمالي للشبكة 31 873,28 m، بينما تتراوح سرعات الجريان بين 0,50 و1,98 m/s، مع وجود أنبوبين للإمداد بقطر 1 400 mm. تتراوح الضغوط بين 10,61 و159,69 mCE.

بالتحقق من أداء الشبكة، واقتراح نظام EPANET وقد سمحت النمذجة والمحاكاة الهيدروليكية المنجزة باستعمال برنامج للتزويد بالمياه الصالحة للشرب يتلاءم مع الاحتياجات الحالية والمستقبلية لمنطقة الدراسة.

التزويد بالمياه الصالحة للشرب، تحديد الأبعاد، القطب الجديد «المجاهد محمد نجادي»، الاحتياجات من: الكلمات المفتاحية EPANET، المياه، خزان التخزين، النمذجة الهيدروليكية.

Abstract

This work focuses on the design and sizing of the drinking water supply network for the new development « El Moudjahid Mohamed NEDJADI », serving a population of 530,000 inhabitants. The study included the assessment of water requirements and the sizing of the storage system, consisting of two reservoirs with a capacity of 9,000 m³ each, giving a total storage capacity of 18,000 m³.

The total length of the network is 31,873.28 m, with pipe diameters ranging from 160 to 1,500 mm. The peak flow rate reaches 3,980.64 L/s, with two main supply pipes of 1,400 mm diameter. Flow velocities range from 0.50 to 1.98 m/s, while pressures vary between 10.61 and 159.69 mCE.

Hydraulic modelling and simulation using EPANET made it possible to verify the performance of the network and to propose a drinking water supply system adapted to the current and future needs of the study area.

Keywords: Drinking water supply, network design, new development « El Moudjahid Mohamed NEDJADI », water requirements, storage reservoir, hydraulic modelling, EPANET.

Table des matières

Titre	Page
Dédicace	i
Remerciements	ii
Résumé	iii
Table des matières	iv
Liste des figures	viii
Liste des tableaux	ix
Liste des symboles	xi
Introduction générale	1
Chapitre I — Présentation générale de la zone d'étude	3
Introduction	3
I.1 Situation géographique de la willaya de Saïda	3
I.2 Situation géographique de la commune d'Ouled Khaled	3
I.3 Situation géographique de la ville de Ain Zerga et de la zone d'étude	4
I.4 Caractéristiques physiques	5
I.4.1 Le cadre naturel (Relief)	5
I.4.2 Situation topographique	6
I.5 Étude climatologique	7
I.5.1 Pluviométrie	7
I.5.2 Température	10
I.5.3 Vents dominants	11
I.5.4 Détermination du climat	11
I.6 Situation démographique	12
I.7 Réseau hydrographique	13
I.8 Conclusion	13
Chapitre II — Étude des besoins en eau potable	16
Introduction	16
II.1 Évaluation de la population	16
II.2 Évaluation des besoins en eau potable	16
II.3 Estimation des besoins en eau	16
II.3.1 Consommation moyenne journalière	17
II.3.2 Évaluation des besoins des équipements	18
II.3.3 Calcul du débit moyen journalier majoré	19
II.4 Variations de la consommation journalière	20
II.5 Calcul de la consommation maximale journalière	20
II.5.1 Calcul de la consommation de pointe	21
II.5 Conclusion	23

Chapitre III — Réservoir de stockage	25
III.1	Introduction
III.2	Rôle du réservoir
III.3	Emplacement du réservoir
III.4	Classification des réservoirs
III.4.1	Selon leur position par rapport au sol
III.4.2	Selon leur forme
III.4.3	Selon le matériau de construction
III.4.4	Selon leur usage
III.4.5	Critères de choix d'un réservoir
III.5	Conditions de base pour la construction des réservoirs
III.6	Différents types de réservoirs
III.6.1	Réservoir sur tour (château d'eau)
III.6.2	Réservoir enterré ou semi-enterré
III.7	Les équipements du réservoir
III.7.1	La cuve
III.7.2	La tour
III.7.3	Conduite d'adduction
III.7.4	Conduite de distribution
III.7.5	Conduite de trop-plein
III.7.6	Conduite de vidange
III.7.7	Conduite de by-pass
III.7.6	Conduite de vidange
III.7.8	Robinet-vanne
III.7.9	Système de matérialisation de la réserve d'incendie
III.8	Entretien des réservoirs
III.9	Hygiène et sécurité
III.10	Dimensionnement du réservoir
III.10.1	Détermination de la capacité du réservoir de stockage
III.11	Détermination des dimensions du réservoir
III.11.1	Calcul de la section du réservoir projeté
III.11.2	Calcul du diamètre
III.11.3	Vérification de la hauteur d'eau
III.11.4	Détermination de la hauteur d'eau réservée à l'incendie
III.11.5	Détermination du diamètre de la conduite de distribution
III.11.6	Vérification de la vitesse réelle
III.11.7	Détermination de la cote du radier du réservoir
III.12	Détermination du type de réservoir projeté
III.13	Détermination de la cote du trop-plein
III.14	Détermination de la cote d'arrivée de l'adduction
III.15	Conclusion

Chapitre 4 — Étude et dimensionnement de l’adduction des eaux	45
IV1	Introduction
IV2	Type d'adduction
IV21	Adduction gravitaire
IV22	Adduction par refoulement
IV23	Adduction mixte
IV3	Choix du tracé de la conduite d’adduction
IV4	Choix du matériau de la conduite
IV41	Critères techniques
IV42	Critères économiques
VI.4.3	Types de conduites utilisées en alimentation en eau potable
VI.4.4	Choix retenu pour le projet
IV5	Les équipements du système d’adduction
IV6	Calcul de la conduite d’adduction
IV61	Pertes de charge totales
IV62	Vérification de la vitesse d’écoulement
IV63	Application numérique
IV7	Conclusion
Chapitre 5 — Réseaux de distribution	53
V1	Introduction
V2	Différents types de réseaux
V21	Réseau ramifié
V22	Réseau maillé
V23	Réseau mixte
V3	Critères de conception et de dimensionnement
V4	Calcul hydraulique du réseau de distribution
V41	Détermination des débits du réseau
V42	Calcul des débits en route et des débits aux nœuds
V5	Répartition arbitraire des débits
V6	Calcul du réseau par le logiciel EPANET
V61	Présentation du logiciel EPANET
V62	Utilisation et modélisation du réseau avec EPANET
V7	Résultats de la simulation du réseau avec EPANET
V7.1	Vitesses d’écoulement
V8	Équipements et accessoires du réseau de distribution
V9	Conclusion
Chapitre 6 — Devis quantitatif et estimatif	74
VI.1	Introduction
VI.2	Critères de choix des canalisations
VI.2.1	Choix des canalisations en fonction du fluide transporté
VI.2.2	Choix des canalisations en fonction de la nature du sol

VI.3	Exploitation et maintenance des conduites	76
VI.4	Surveillance et entretien du réseau	76
VI.4.1	Désinfection	76
VI.4.2	Détection des fuites d'eau	76
VI.5	Pose des conduites	76
VI.6	Différents types de pose des canalisations	78
VI.6.1	Pose en terre	78
VI.6.2	Traversée des routes	78
VI.6.3	Butées et amarrages	78
VI.7	Technologie du réseau	79
VI.7.1	Canalisations	78
VI.8	Pièces spéciales et accessoires du réseau	78
VI.8.1	Les vannes	79
VI.8.2	Les cônes de réduction à brides	79
VI.8.3	Les coudes	79
VI.8.4	Les raccords	79
VI.9	Devis quantitatif et estimatif	81
VI.9.1	Méthodologie de calcul des terrassements en tranchée	81
VI.9.2	Formulations mathématiques des volumes (m ³)	82
VI.10	Conclusion	86
	Conclusion générale	87
	Références bibliographiques	88

Liste des figures

Titre	Page
Chapitre I — Présentation générale de la zone de Niveau Pôle	
Figure I.1. Carte de la situation de la wilaya de Saïda	4
Figure I.2. Plan de situation de la nouvelle ville nouveau pôle el moudjahid NEDJADI Mohamed Ain Zerga	3
Figure I.3. Coupe longitudinale de la zone d'étude d'Ouest en Est	4
Figure I.4. Coupe transversale de la zone d'étude (nord au sud) montrant le dénivelé de ce plateau	5
Figure I.5. Précipitations mensuelles pour la période (2000-2015)	7
Figure I.6. Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de Rebahia (Période 2000 – 2015)	7
Figure I.7. Évolution mensuelle des températures (2000–2015)	9
Figure I.8. Diagramme ombrothermique de la station de Rebahia (2000–2015)	10
Figure I.9. Détermination du type du climat d'après la méthode de De Martonne	12
Chapitre 3 — Réservoir de stockage	
Figure III.1. Emplacement d'un réservoir	26
Figure III.2. Schéma d'un château d'eau	30
Figure III.3. Réservoir circulaire (enterré semi-enterré)	32
Figure III.4. Conduite de distribution	33
Figure III.5. Trop plein	34
Figure III.6. Conduite de décharge ou de vidange	34
Figure III.7. Système By passe	35
Figure III.8. Matérialisation de la réserve d'incendie	35
Figure III.9. Division du réservoir initial de diamètre 68 m en deux réservoirs circulaires égaux de diamètre 48 m chacun.	39
Chapitre 4 — Adduction des eaux	
Figure IV.1. Schéma de principe de l'adduction gravitaire	44
Figure IV.2. Mode d'adduction des eaux	45
Figure IV.3. Adduction gravitaire	45
Figure IV.4. Adduction mixte	46
Figure IV.5. Tuyaux en PEHD	48
Chapitre 5 — Réseaux de distribution	
Figure V.1. Schéma d'un réseau ramifié	54
Figure V.2. Schéma d'un réseau maillé	55
Figure V.3. Schéma du réseau de distribution de la zone d'étude	59
Figure V.4. Réseau simulé avec le logiciel EPANET	67
Figure V.5. Répartitions finales des débits	69
Figure V.6. Répartitions finales des vitesses	60
Figure V. Répartitions finales des pressions	71
Chapitre 6 — Devis quantitatif et estimatif	
Figure VI.1. Pose de conduite	78
Figure VI.2. Quelques pièces spéciales ou accessoires	81
Figure VI.3. Quelques pièces spéciales ou accessoires	82

Liste des tableaux

Titre	Page
Chapitre I — Présentation générale de la zone de Nouveau Pôle	
Tableau I.1. Précipitations Moyennes Mensuelles durant la période (2000-2015)	6
Tableau I.2. Variation mensuelle des températures moyennes (2000-2015)	8
Tableau I.3. type de climat de la ville de Rebahia d'après la méthode de Martonne	11
Tableau I.4. Situation bioclimatique de la région d'étude	13
Chapitre II — Étude des besoins en eau potable	
Tableau II.1. Variation de la dotation en fonction du nombre d'habitants	16
Tableau II.2. Répartition des besoins moyens journaliers domestiques	16
Tableau II.3. Évaluation des besoins des équipements	3
Tableau II.4. Évaluation des besoins	4
Tableau II.5. La récapitulation d débit maximum journalier	6
Tableau II.6. Variation du coefficient $\beta_{\max}$ en fonction du nombre d'habitants	7
Tableau II.7. Valeurs des coefficients $\alpha_{\max}$, $\beta_{\max}$ et $K_{h \max}$	7
Tableau II.8. Les valeurs des coefficients ($K_{j \max}$, $K_{h \max}$ et K_p)	7
Tableau II.9. Récapitulation des différents débits ($Q_{moy \text{ majoré}}$, Q_p)	8
Chapitre 3 — Réservoir de stockage	
Tableau III.1. Détermination du volume du réservoir	38
Tableau III.2. Caractéristiques hydrauliques du réservoir projeté	45
Chapitre 4 — Adduction des eaux	
Tableau IV.1. Coefficients K' , m et β pour différents types de tuyaux	50
Chapitre 5 — Réseaux de distribution	
Tableau V.1. Calcul des débits en route	59
Tableau V.2. Calcul des débits aux nœuds	61
Tableau V.3. Répartition arbitraire des débits	62
Tableau V.4. Détermination des pertes de charge et calcul des pressions aux nœuds (Répartition initiale)	63
Tableau V.5. Caractéristiques hydrauliques et calcul des pertes de charge par tronçon du réseau	68
Tableau V.6. Résultats hydrauliques aux nœuds du réseau	70
Chapitre 6 — Devis quantitatif et estimatif	
Tableau VI.1. Répartition des conduites du réseau selon les diamètres normalisés	80
Tableau VI.2. Devis quantitatif et estimatif	84

Liste des symboles

Symbole	Désignation	Unité
Q	Débit	m ³ /s ou L/s
Q _{moy}	Débit moyen	m ³ /s ou L/s
Q _{jmax}	Débit maximal journalier	m ³ /j ou L/s
Q _p	Débit de pointe	L/s
Q _r	Débit en route	L/s
Q _n	Débit nodal	L/s
q _{sp}	Débit spécifique	L/s/m
L	Longueur de la conduite	m
D	Diamètre intérieur de la conduite	mm ou m
V	Vitesse moyenne d'écoulement	m/s
J	Perte de charge unitaire	m/m
J _r	Perte de charge régulière	m
H	Charge hydraulique	m
P	Pression	mCE
Z	Cote altimétrique	m
g	Accélération de la pesanteur	m/s ²
K	Coefficient de perte de charge singulière	—
K _{hmax}	Coefficient d'irrégularité horaire maximal	—
K _{jmax}	Coefficient d'irrégularité journalière maximal	—
α _{max}	Coefficient de majoration	—
β _{max}	Coefficient lié à l'accroissement de la population	—
C	Coefficient de rugosité de Hazen-Williams	—
S	Surface	m ²
V _r	Volume du réservoir	m ³
V _i	Volume de la réserve incendie	m ³
T	Durée	h ou s
N	Nombre d'habitants	hab
q	Dotation ou consommation unitaire	L/hab/j

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est une ressource essentielle à la vie et au développement des sociétés. La croissance démographique et l'urbanisation entraînent une augmentation continue des besoins en eau potable. Dans ce contexte, la conception et le dimensionnement des réseaux d'alimentation en eau potable sont nécessaires pour assurer une distribution fiable et durable de cette ressource.

Le présent projet de fin de cycle porte sur l'étude et le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable du nouveau pôle El Moudjahid Mohamed NEDJADI, situé dans la commune de Rebahia.

La réalisation de ce projet nécessite d'abord d'évaluer les besoins en eau à l'horizon d'étude, en tenant compte de l'évolution de la population et des différents équipements existants ou projetés. Cette évaluation permet ensuite de dimensionner les principaux ouvrages du système d'alimentation en eau potable, notamment les réservoirs de stockage, les conduites d'adduction et le réseau de distribution.

L'objectif de cette étude est de concevoir un système d'alimentation en eau potable capable de satisfaire les besoins actuels et futurs de la population du nouveau pôle, tout en garantissant des conditions hydrauliques adéquates, notamment en termes de pression et de vitesse d'écoulement.

Pour atteindre cet objectif, une démarche méthodologique a été adoptée. Elle comprend l'étude de la zone concernée, l'estimation des besoins en eau, le dimensionnement des ouvrages de stockage et des conduites d'adduction, ainsi que la modélisation et la simulation du réseau de distribution à l'aide du logiciel EPANET. Cette simulation permet de vérifier les conditions de fonctionnement du réseau et d'identifier les éventuelles contraintes hydrauliques.

Le présent mémoire est structuré en six chapitres :

- Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude et analyse de la situation actuelle ;
- Chapitre 2 : Estimation des besoins en eau potable ;
- Chapitre 3 : Étude et dimensionnement des réservoirs de stockage ;
- Chapitre 4 : Étude et dimensionnement de la conduite d'adduction ;
- Chapitre 5 : Dimensionnement et simulation hydraulique du réseau de distribution à l'aide du logiciel EPANET ;
- Chapitre 6 : Évaluation quantitative et économique du projet.

Ainsi, cette étude a pour finalité de définir une solution technique adaptée aux caractéristiques de la zone d'étude, permettant d'assurer une alimentation en eau potable fiable, durable et conforme aux besoins futurs de la population, tout en respectant les contraintes hydrauliques et économiques du projet.

CHAPITRE I

Présentation générale de la zone d'étude

Introduction

La réalisation d'un projet d'aménagement urbain nécessite une bonne connaissance du site et de son environnement naturel.

Ce chapitre présente la zone d'étude du Nouveau Pôle « El Moudjahid NEDJADI Mohamed », situé à Aïn Zerga, dans la commune de Rebahia, wilaya de Saïda.

L'étude présente la situation géographique et administrative de la zone, ainsi que ses principales caractéristiques physiques, notamment le relief et la topographie.

Elle analyse également les conditions climatiques, notamment les précipitations, les températures et les vents, ainsi que le réseau hydrographique, les talwegs et les zones susceptibles d'être exposées aux inondations.

I.1. Situation géographique de la wilaya de Saïda

La wilaya de Saïda est située à l'ouest de l'Algérie. Elle couvre une superficie de 6 765,40 km² et occupe une position importante dans la région de l'Ouest algérien.

Elle constitue un espace de liaison entre les régions du nord et du sud et est traversée par plusieurs axes routiers importants. Sa position géographique favorise également les échanges avec les wilayas voisines.

La wilaya de Saïda présente un relief varié et dispose de plusieurs ressources naturelles, notamment des ressources en eau et une couverture végétale diversifiée. Elle est limitée :

- au nord par la wilaya de Mascara ;
- à l'ouest par la wilaya de Sidi Bel Abbès ;
- à l'est par la wilaya de Tiaret ;
- au sud par la wilaya d'El Bayadh.

I.2 Situation géographique de la commune d'Ouled Khaled (Rebahia)

La commune d'Ouled Khaled (Rebahia) est rattachée à la wilaya de Saïda et relève du secteur de Sidi Boubekeur. Elle englobe également trois centres secondaires : Aïn Tghat, Aïn Zerga et Hammam Rabi. Sur le plan territorial, la commune d'Ouled Khaled est délimitée :

- à l'est par la commune d'Aïn Skhouna ;
- à l'ouest par la commune de Doui Thabet ;
- au sud par la commune de Saïda ;

- au nord par la commune de Sidi Amar.

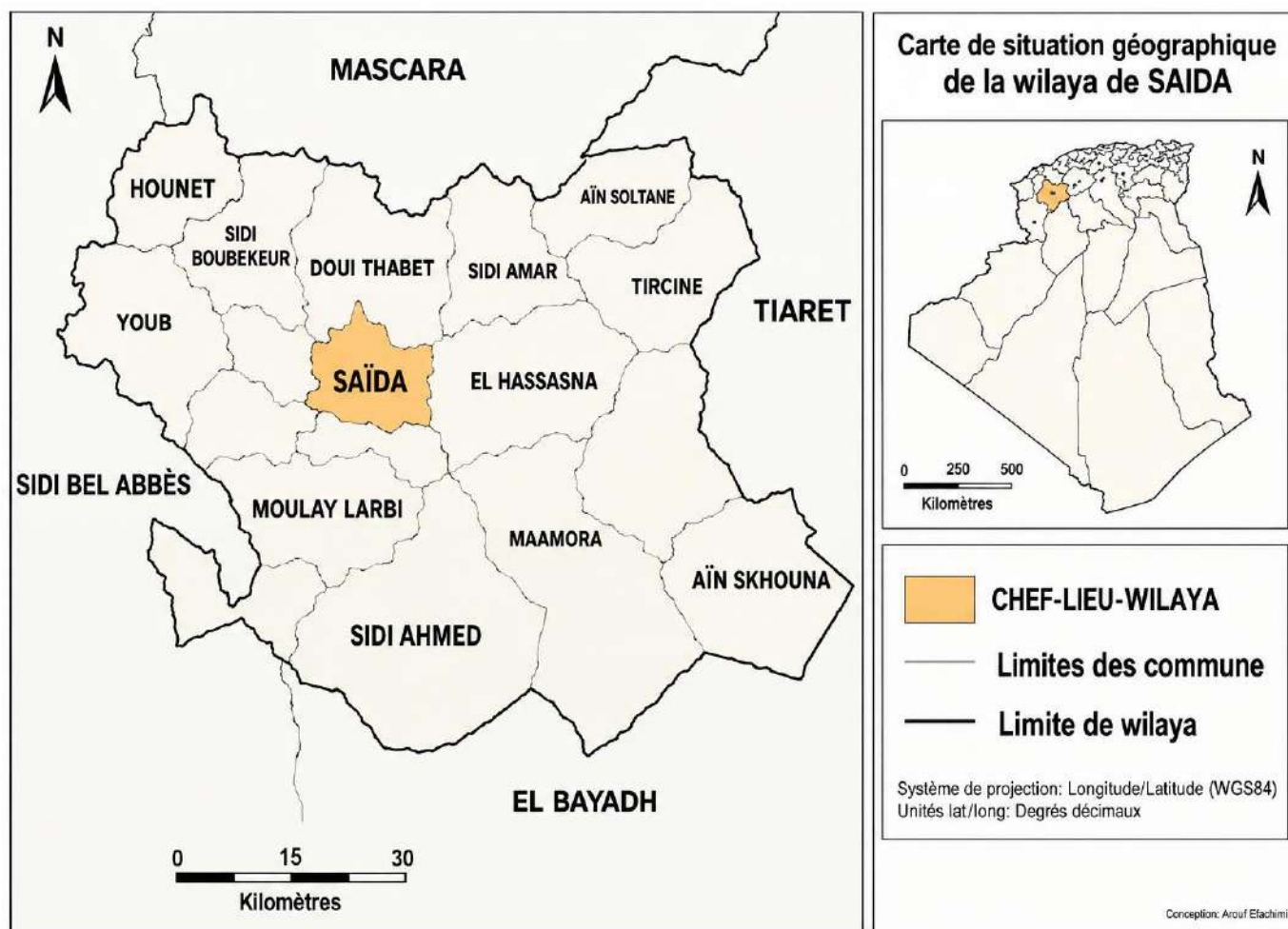


Figure N° I.1. Carte de la situation de la wilaya de Saïda [1].

I.3 Situation géographique de la ville de Ain Zerga et de la zone d'étude

La localité d'Aïn Zerga est située au sud-est de la commune d'Ouled Khaled, dans la wilaya de Saïda, à proximité de la RN94 reliant Saïda à Takhmaret et Tiaret. Elle s'inscrit dans une zone relativement élevée des piémonts, occupée principalement par des terres agricoles et des parcours. Ancien hameau, Aïn Zerga s'est progressivement développée pour devenir une agglomération secondaire.

La zone d'étude, correspondant au Nouveau Pôle « El Moudjahid NEDJADI Mohamed », est située au nord-est d'Aïn Zerga, entre Saïda et Aïn Zerga, à proximité de la RN94, qui constitue son principal axe d'accès. Le site est situé à environ 6 km du carrefour de la gare routière de Saïda, ce qui lui permet de bénéficier d'une bonne proximité avec la ville de Saïda.

Le site est destiné à accueillir une nouvelle zone urbaine et présente ainsi une situation favorable à son développement. Il est délimité :

- au nord : par un oued et un terrain vague ;
- au sud : par la RN94 et des terrains agricoles ;
- à l'ouest : par l'oued d'Aïn Zerga ;
- à l'est : par l'oued d'Aïn Zerga.

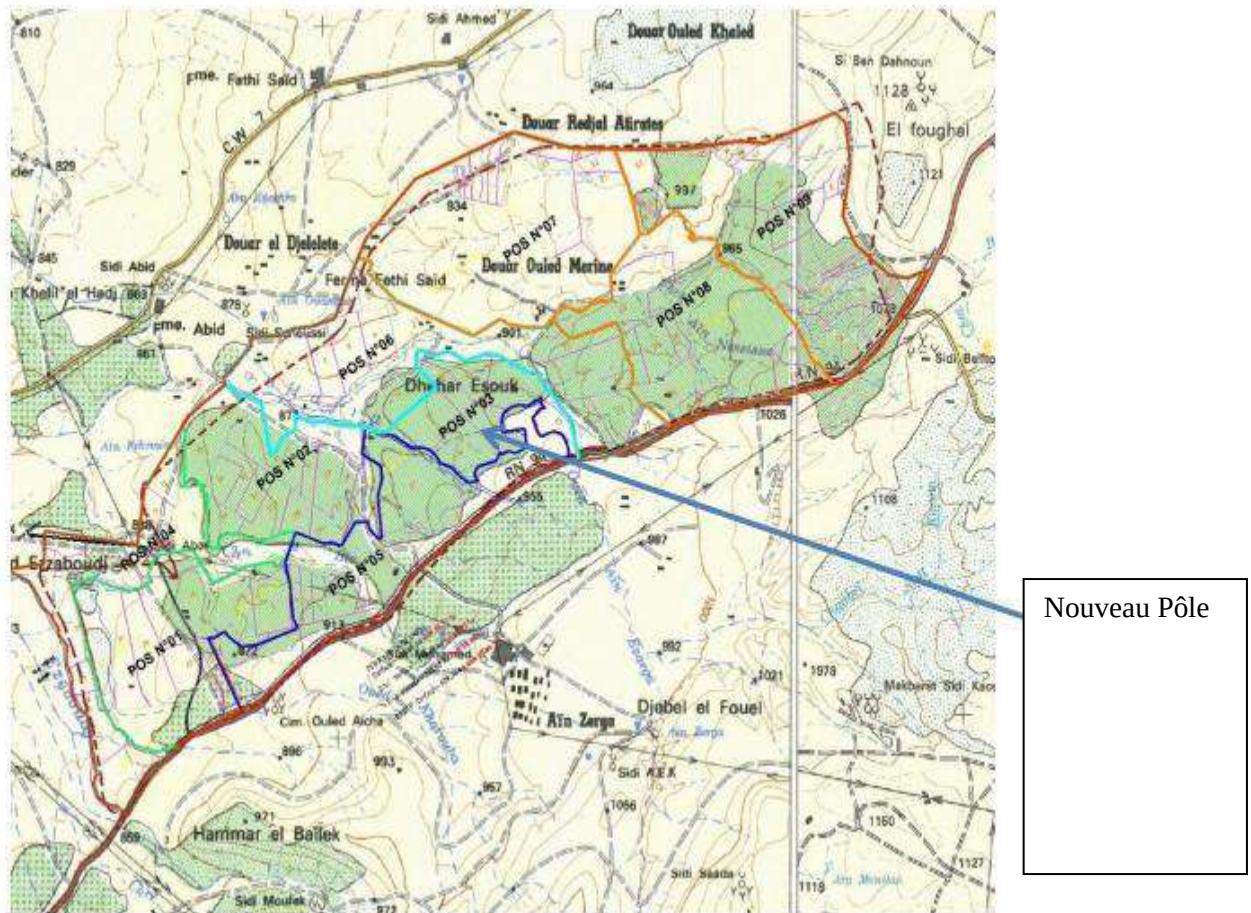


Figure N° 1.2 - Localisation géographique du Nouveau Pôle « El Moudjahid NEDJADI Mohamed », [2].

I.4 Caractéristiques physiques

L'étude des caractéristiques physiques de la zone d'étude permet de comprendre les conditions naturelles qui influencent son aménagement. Elle concerne principalement le relief, le réseau hydrographique et la topographie du site. Ces éléments sont importants pour identifier les contraintes naturelles, notamment pour le drainage des eaux pluviales et la prévention des risques d'inondation.

I.4.1 Le cadre naturel (relief)

La zone d'étude est située le long de l'axe de la RN94 et se caractérise par la présence de deux types de relief. D'une part, une pente comprise entre 1 et 3,9 %, orientée de l'ouest vers l'est.

D'autre part, une pente plus douce, variant entre 0,85 et 1,45 %, orientée du sud-ouest vers le nord-est [2].

Les caractéristiques topographiques du site, marquées par des pentes faibles à modérées, constituent globalement un atout pour l'urbanisation et la réalisation des infrastructures, tout en nécessitant une gestion rigoureuse du drainage des eaux pluviales [2].

Par ailleurs, la présence de talwegs et d'un oued temporaire impose des contraintes hydrauliques significatives, nécessitant leur intégration dans la conception du projet à travers des servitudes de non-constructibilité ainsi que la mise en place d'ouvrages de gestion des eaux.

Enfin, le risque d'inondation, particulièrement au sud du site, justifie la réalisation d'études hydrologiques et hydrauliques approfondies, afin de garantir la sécurité et la durabilité des aménagements.



Figure N° I.3 - Coupe longitudinale de la zone d'étude d'Ouest en Est

Le profil topographique présenté illustre l'évolution de l'altitude le long d'un axe traversant la zone d'étude du nouveau pôle « El Moudjahid Mohamed NEDJADI ». On constate une diminution progressive de l'altitude au début du tracé, suivie d'une zone relativement basse, puis d'une augmentation importante de l'altitude vers la fin du profil.

Cette variation des altitudes traduit un relief irrégulier et une différence de niveau importante entre les différents points du tracé. Ces caractéristiques topographiques doivent être prises en considération lors de la conception du réseau d'alimentation en eau potable, notamment pour l'évaluation des pressions, le choix des diamètres des conduites et la vérification des conditions d'écoulement.

I.4.2 Situation topographique

La ville d'Aïn Zergua est située en bordure d'un large plateau, sur un site globalement plat présentant des pentes faibles ne dépassant pas 2 %. Toutefois, les abords nord et nord-ouest de l'agglomération se caractérisent par des pentes moyennes comprises entre 4 et 6 %, tout en restant favorables à l'urbanisation. Son altitude est comprise entre 980 et 990 m. [2]

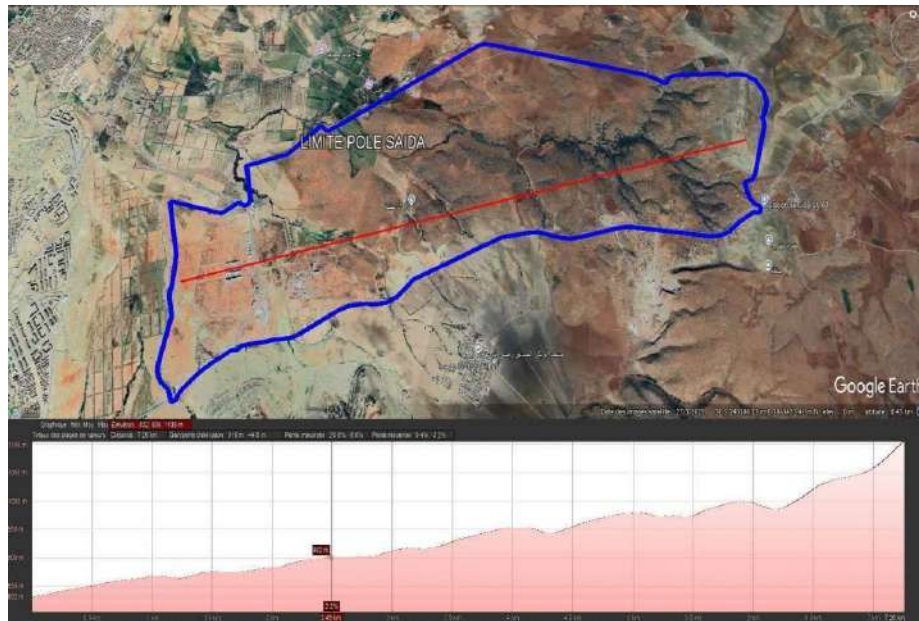


Figure N° I.4 - Coupe transversal de la zone d'étude (nord au sud) montrant le dénivelé de ce plateau.

Par ailleurs, le site se trouve relativement éloigné du réseau hydrographique environnant et n'est traversé par aucun talweg significatif, ce qui limite les contraintes liées aux écoulements superficiels.

I.5 Situation climatologique

L'aspect climatique constitue un facteur fondamental dans toute approche environnementale, reposant principalement sur l'analyse des températures et des précipitations, considérées comme des paramètres limitants.

Dans le contexte méditerranéen, quatre paramètres essentiels permettent de définir le climat d'une station : les précipitations et leurs variations mensuelles et annuelles, les températures exprimées à travers leurs valeurs extrêmes (maximales et minimales), ainsi que l'évaporation et l'humidité de l'air.

Les données climatiques utilisées dans la présente étude proviennent de la station de Rebahia. En ce qui concerne les précipitations et les températures, elles correspondent aux valeurs moyennes annuelles enregistrées sur une période de quinze ans (2000 - 2015) [3].

I.5.1 Pluviométrie

Les précipitations constituent la principale source d'eau indispensable aux activités humaines, à l'alimentation du bétail et au développement des plantes. Elles sont caractérisées par trois paramètres fondamentaux : le volume, l'intensité et la fréquence, qui varient selon les jours, les mois et les années.

De manière générale, en Algérie, l'origine des pluies est principalement orographique. En effet, les paramètres climatiques varient en fonction de l'altitude, de l'orientation des chaînes de montagnes et de leur exposition [4].

Selon les mesures effectuées au niveau de la station météorologique de Rebahia, les précipitations sont irrégulières et varient entre 251 et 495 mm/an.

Par ailleurs, la moyenne annuelle des précipitations enregistrée dans la commune de Rebahia sur une période de 15 ans (2000 - 2015) est de l'ordre de 362,94 mm/an.

Tableau I.2 : Précipitations Moyennes Mensuelles durant la période (2000 - 2015) [3]

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Somme
2000-2001	24	34	25	24	37	48	41	36	28	13	7	8	325
2001-2002	28	28	24	30	39	37	25	46	23	16	10	17	323
2002-2003	27	38	29	22	47	33	42	34	32	18	6	14	342
2003-2004	4	42	27	26	35	27	25	25	24	7	0	9	251
2004-2005	18	67	31	37	40	26	40	42	31	18	8	16	374
2005-2006	23	36	43	33	37	36	31	34	19	13	9	12	326
2006-2007	29	6	52	32	27	27	47	35	22	9	0	20	306
2007-2008	23	40	39	43	31	31	43	37	35	11	0	5	338
2008-2009	25	53	67	25	44	30	34	29	21	5	11	15	359
2009-2010	19	35	38	35	33	42	40	34	25	12	6	11	330
2010-2011	21	39	57	54	49	35	41	39	30	15	8	8	396
2011-2012	29	52	42	39	31	41	50	30	43	14	3	11	385
2012-2013	28	25	68	42	47	53	62	44	32	9	16	14	440
2013-2014	27	43	49	51	57	37	55	50	41	17	0	15	442
2014-2015	31	86	56	42	54	46	37	69	50	8	9	7	495
P Moy (mm)	23,73	41,60	43,13	35,67	40,53	36,60	40,87	38,93	30,40	12,33	6,20	12,13	362,94

Source : AROUR Elhachmi (2014).

L'histogramme des précipitations mensuelles moyennes pour la période 2000 - 2015 (figure I.6) met en évidence une répartition saisonnière marquée. En effet, une diminution progressive des

quantités de pluie s'observe à partir du mois de juin et se prolonge jusqu'à la fin du mois de septembre. À l'inverse, les précipitations deviennent plus abondantes entre octobre et avril, avec une concentration notable durant les saisons hivernale et printanière. Les pluies du printemps revêtent une importance particulière dans le régime hydrologique, tandis que la saison estivale se caractérise par une forte sécheresse et une pluviométrie faible et irrégulière. Ainsi, les précipitations présentent une variabilité significative, tant à l'échelle mensuelle qu'annuelle.

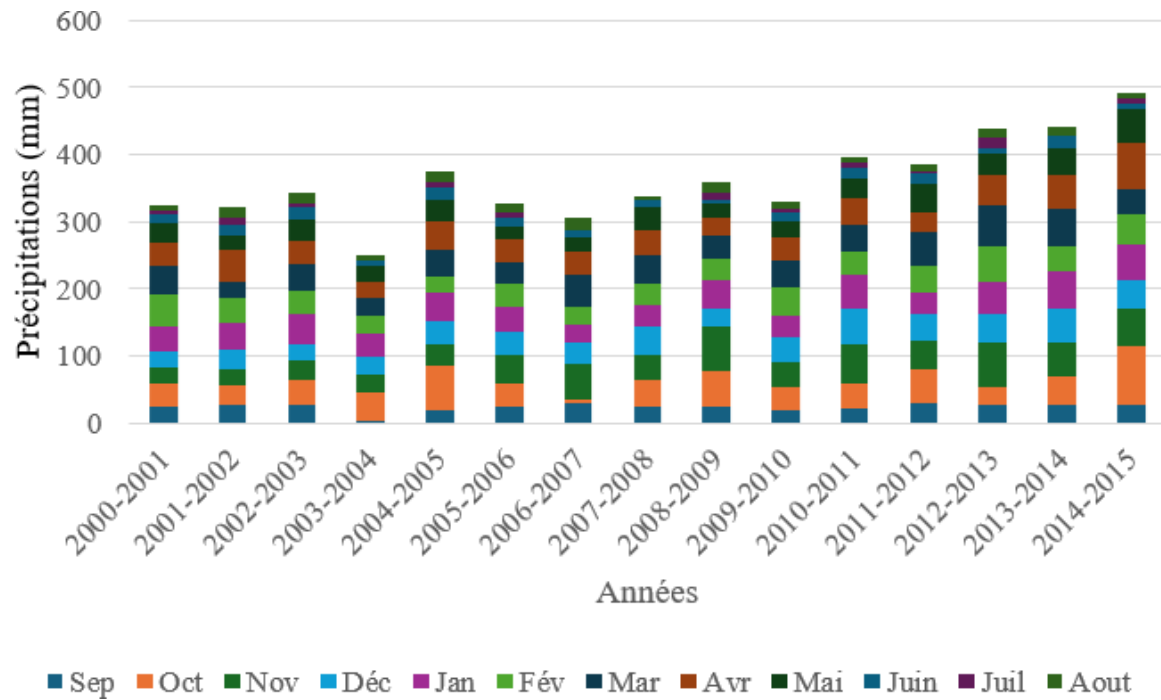


Figure I.5 : Précipitations mensuelles pour la période (2000 - 2015)

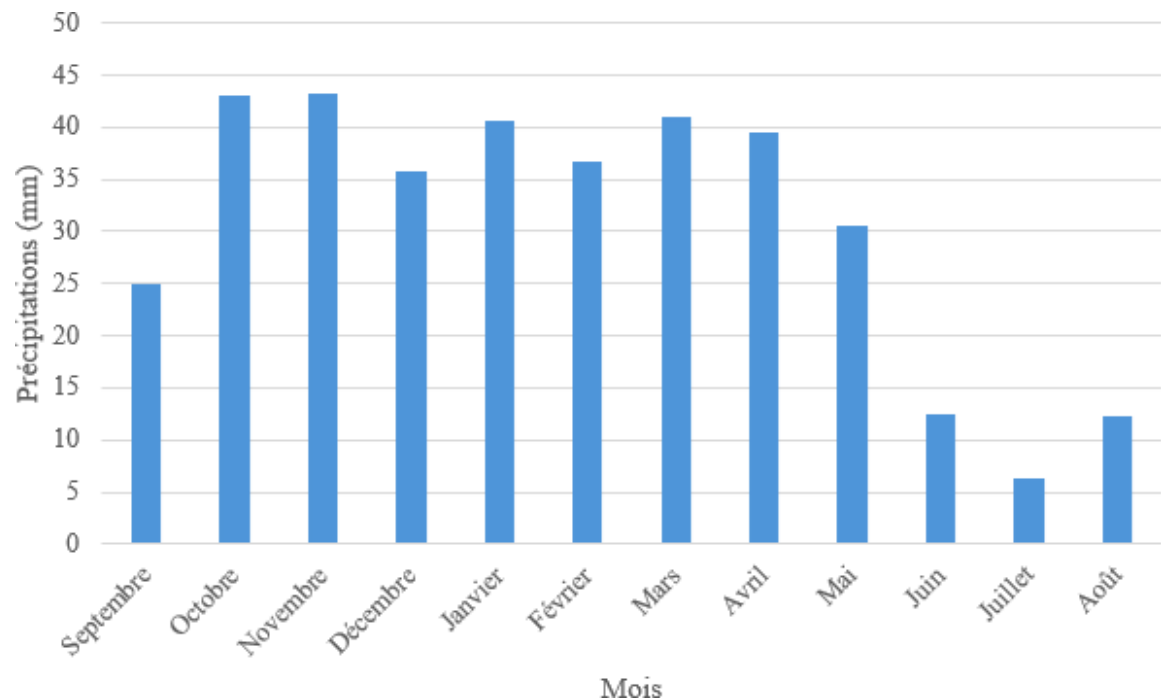


Figure I.6 : Pluviométrie moyenne mensuelle de la station de Rebahia (Période 2000 - 2015)

I.5.2. Température

La température de l'air constitue l'un des principaux effets du rayonnement solaire et influence un grand nombre de phénomènes physiques, tels que l'évaporation, le gel de l'eau, la formation de la gelée blanche et la dilatation thermique. Elle représente également un paramètre essentiel dans l'évaluation du bilan hydrologique [4].

Les températures maximales moyennes mensuelles restent modérées et présentent une variation saisonnière marquée. Elles oscillent entre 14 °C en janvier, mois le plus froid, et 36 °C en juillet et août, qui correspondent aux mois les plus chauds de l'année (Tableau I.3). Ces résultats montrent que la période estivale, en particulier les mois de juillet et août, enregistre les températures les plus élevées au niveau de la station sur la période d'étude (2000 - 2015).

Tableau I.3 : Variation mensuelle des températures moyennes (2000 - 2015)

Mois T (°C)	Sep	Oct	Non	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	T _{Moy}
T _{Max}	30	25	18	15	14	15	18	21	26	32	36	36	23,83
T _{Min}	15	12	07	04	03	03	05	07	10	15	18	19	9,83
T _{Moy}	22,5	18,5	12,5	9,5	8,5	9	11,5	14	18	23,5	27	27,5	16,83

Source : Station météorologique de Rebahia (2000 - 2015)

Au niveau de la ville de Rebahia, durant la période 2000 - 2015, les températures minimales les plus basses sont enregistrées en hiver, notamment en janvier et février, avec des valeurs avoisinant 3 °C. Ces faibles températures traduisent des conditions hivernales relativement fraîches.

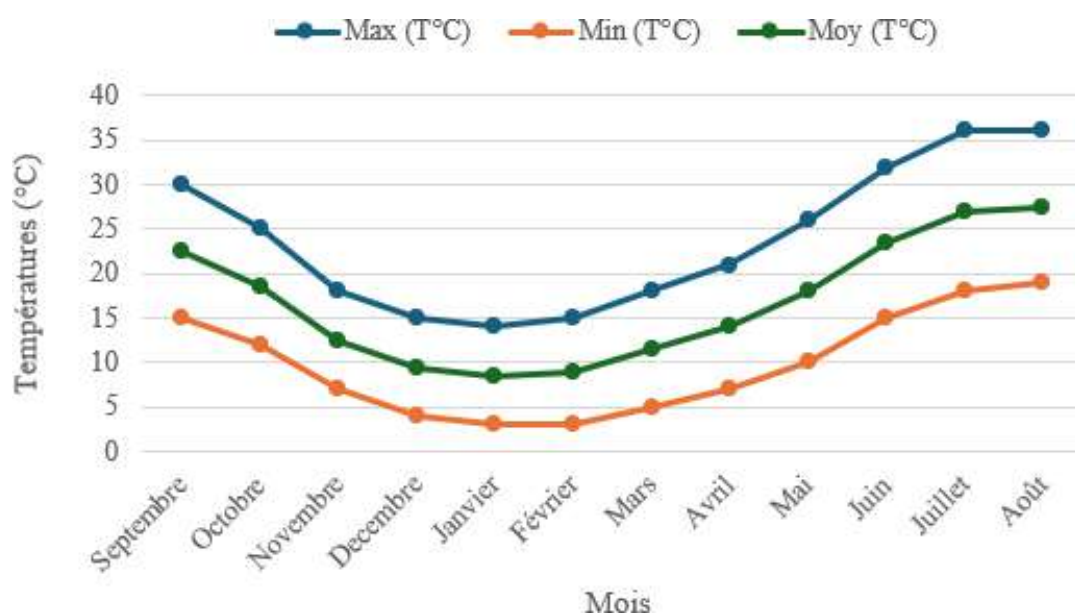


Figure I.7 : Évolution mensuelle des températures (2000 - 2015) [4].

I.5.3 Vents

L'étude des directions des vents permet d'identifier les directions dominantes et de mieux caractériser le régime des vents du site. Elle constitue un élément important pour l'analyse climatique et l'aménagement du site.

Les vents dominants proviennent principalement du Sud-Ouest (33,6 %). Ils sont suivis par les vents du Nord-Ouest (17,7 %), de l'Ouest (15,9 %) et du Sud (15,4 %).

Les vents provenant du Sud-Est (2,7 %), de l'Est (1,3 %) et du Nord-Est (0,7 %) sont peu fréquents.

Ainsi, le régime des vents est principalement dominé par le secteur Sud-Ouest, avec une influence importante des secteurs Nord-Ouest et Ouest. Cette caractéristique doit être prise en compte dans l'aménagement du site, notamment pour la ventilation et la dispersion des poussières et des polluants.

Tableau I.3. Fréquence des vents

Direction	Sud	S-O	Ouest	N-O	Nord	N-E	Est	S-E
Fréquence	34	74	35	39	28	6	1	3
%	15,4	33,6	15,9	17,7	12,7	2,7	0,7	1,3

Source : Station météorologique de Rebahia (2000 - 2015)

I.5.4 Détermination du climat

Après l'analyse des principaux paramètres climatiques, notamment les précipitations et la température, il est nécessaire de déterminer le type de climat qui caractérise la zone d'étude.

Dans cette étude, la méthode de De Martonne est utilisée pour évaluer le degré d'aridité de la région. Cette méthode repose sur le calcul de l'indice d'aridité annuel, qui permet de caractériser le climat à partir des précipitations et de la température moyenne annuelle.

En 1923, De Martonne a proposé un indice d'aridité (I) permettant d'évaluer le degré de sécheresse d'un climat. Cet indice est défini comme le rapport entre les précipitations moyennes annuelles (P) (en mm) et la température moyenne annuelle (T) (en °C), selon la relation suivante :

$$I = \frac{P}{T + 10} \quad (\text{I.1})$$

Où :

I : indice d'aridité de De Martonne ;

P : précipitations moyenne annuelles (mm) ;

T : température moyenne annuelle (°C).

L'application des données de la zone d'étude donne le résultat suivant :

$$I = \frac{362,94}{16,83+10} \Rightarrow I = 13,52$$

L'indice obtenu permet de classer le climat de la station étudiée selon l'échelle suivante :

- $I < 10$: climat aride,
- $10 \leq I < 20$: climat semi-aride,
- $20 \leq I < 50$: climat tempéré (froid ou tropical humide),
- $I \geq 50$: climat subhumide à humide.

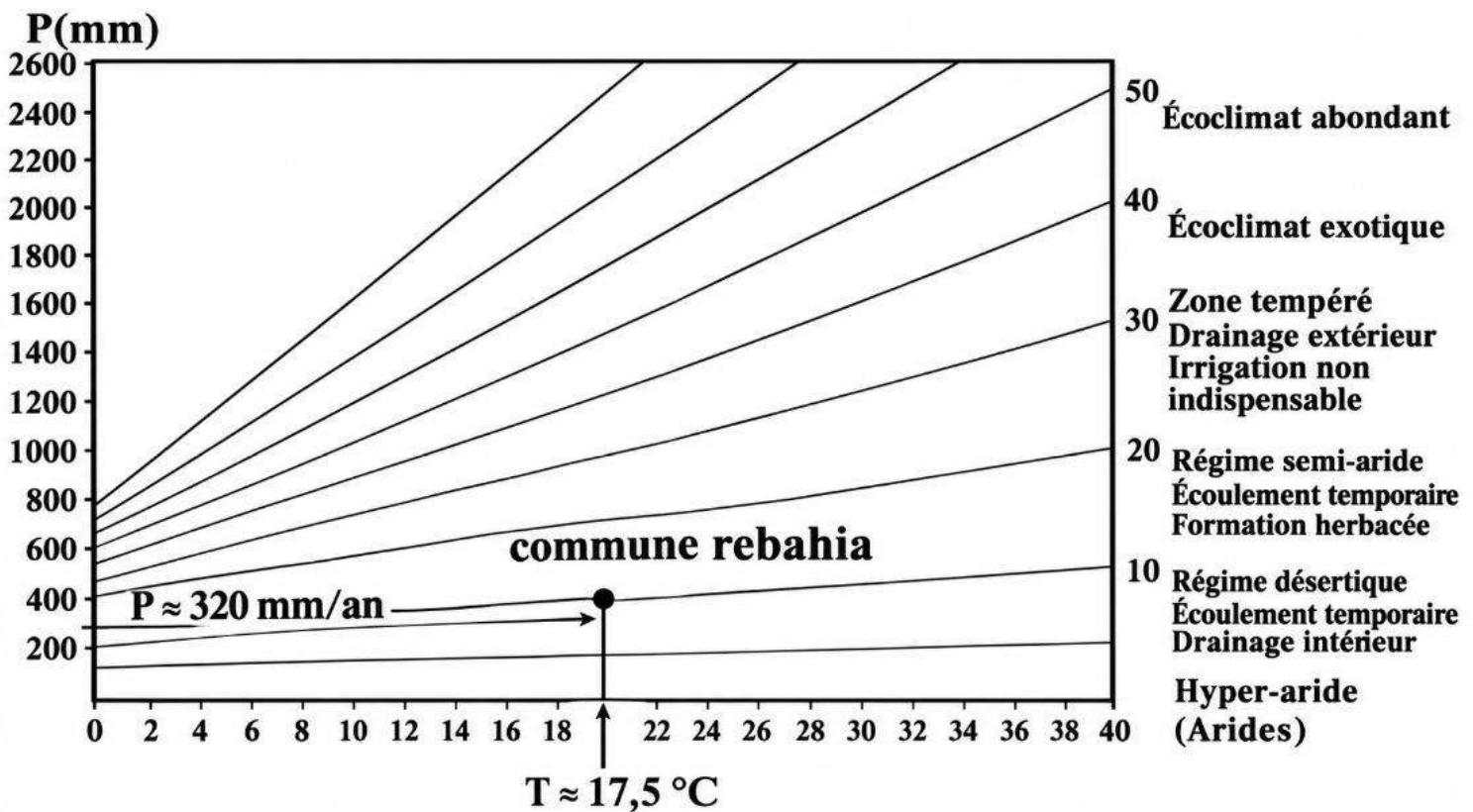


Figure I.9 : détermination du type du climat d'après la méthode de De Martonne

Selon l'indice d'aridité de De Martonne, la région d'étude présente un climat semi-aride. Ce climat est caractérisé par une saison humide et une saison sèche estivale, avec un déficit en eau durant la période chaude. Cette caractéristique doit être prise en compte dans la gestion des ressources en eau et dans l'aménagement du site.

I.6 Situation démographique

Le nombre d'habitants est un paramètre important pour une étude d'alimentation en eau potable (AEP), car il permet d'estimer les besoins en eau et de dimensionner les ouvrages nécessaires.

La zone d'étude compte 106 000 logements. Sur la base d'un taux d'occupation moyen de 5 personnes par logement, la population future est ainsi estimée à 530 000 habitants.

Cette estimation permet de prévoir les besoins futurs en eau potable et de dimensionner correctement les réseaux, les réservoirs et les autres ouvrages de l'AEP.

I.7 Réseau hydrographique

L'hydrographie de la région d'étude est caractérisée par la présence de deux principaux cours d'eau à écoulement faible et temporaire (talwegs). Le premier prend sa source à l'est et traverse la plaine d'est en ouest. Le second, situé dans la partie nord, présente une forte pente et constitue une source potentielle d'inondation en période de fortes pluies. [5]

Par ailleurs, le site est traversé par un réseau de chaâbats de petite à moyenne taille, orientés globalement d'ouest en est et du nord-ouest vers le nord-est. L'ensemble de ce réseau hydrographique appartient au bassin versant de l'Oued Aïn Zerga. [5]

I.8 Conclusion

Ce chapitre a permis de caractériser les principales composantes de la zone d'étude du Nouveau Pôle El Moudjahid NEDJADI Mohamed à Aïn Zerga, à travers l'analyse de sa situation géographique, de sa topographie, de son climat et de son réseau hydrographique. Il a également permis de délimiter la zone d'étude et d'estimer la population future du projet.

Ces éléments constituent les données de base nécessaires à la conception et au dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable (AEP). La prise en compte des caractéristiques naturelles du site et de l'évolution démographique permet ainsi de définir un système AEP adapté aux besoins futurs et cohérent avec les conditions locales.

CHAPITRE II

Étude des besoins en eau potable

Introduction

Dans ce chapitre, les besoins en eau potable du nouveau pôle El Moudjahid NEDJADI Mohamed seront analysés et estimés à l'aide de formules et de relations de calcul adaptées. Cette étude s'appuie principalement sur l'estimation de la population à desservir et sur l'analyse des différents paramètres influençant la consommation d'eau. Elle permettra ainsi de déterminer les besoins en eau et les débits nécessaires pour assurer une alimentation en eau potable adaptée aux exigences du site étudié.

II.1. Évaluation de la population

Le réseau d'alimentation en eau potable de la région est conçu en tenant compte de la croissance démographique et de l'évolution de la population au fil du temps, afin de répondre aux besoins futurs en eau potable.

Le nouveau pôle El Moudjahid NEDJADI Mohamed, comprend 106 000 logements. Selon les services techniques de la commune de Rebahia, le taux d'occupation prévu pour les quinze prochaines années est estimé à 5 habitants par logement, d'où :

$$\text{Nombre d'habitant} = 106000 \times 5 = 530000 \text{ habitants} \quad (\text{II.1})$$

Dans la présente étude, le nombre d'habitants retenu correspond à la population susceptible d'occuper la totalité des logements à saturation. Ainsi, la population estimée est de 530 000 habitants.

II.2. Évaluation des besoins en eau potable

L'évaluation des besoins en eau potable constitue une étape essentielle dans le dimensionnement du système d'alimentation en eau. Elle permet de déterminer les besoins de la population à partir des dotations en eau, de la consommation moyenne journalière, du débit moyen journalier majoré ainsi que du débit de pointe.

II.2.1. Estimation des besoins en eau

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs, notamment l'évolution démographique, le niveau d'équipement sanitaire, les conditions de vie de la population, ainsi que les activités économiques, commerciales et les usages publics. Ces besoins varient également selon les périodes et les caractéristiques propres à chaque agglomération.

Dans le cadre de la présente étude, il est nécessaire d'analyser les différentes catégories de besoins en eau, à savoir :

- Besoins domestiques ; • Besoins scolaires ; • Besoins sanitaires ; • Besoins administratifs.
- Besoins socioculturels.

II.2.2. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière représente la quantité moyenne d'eau consommée par jour pour satisfaire les besoins de la population et des différents équipements de l'agglomération. Elle constitue un paramètre essentiel pour le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable et l'évaluation des besoins futurs.

$$Q_{moy j} = \left(\sum N_i \cdot M_i \right) / 1000 \quad (II.2)$$

Avec :

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

N_i : Nombre d'habitants,

M_i : Dotation journalière (l/j/usagé),

1000 : conversion du (l/j) en (m^3 / j).

II.2.2.1. Dotation d'eau potable domestique

Les besoins en eau sont directement liés à la dotation hydrique, laquelle est déterminée en fonction du nombre d'habitants de l'agglomération. La dotation varie généralement avec l'importance de la population et le niveau de développement de la zone considérée. Le tableau II.2 présente la variation de la dotation en fonction de la population.

Tableau II.1 Variation de la dotation en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	5,000 à 20,000	20,000 à 100,000	> 100,000
Dotation (l/j/hab.)	150 à 200	200 à 300	300 à 400

Le nombre d'habitants est estimé à 530 000 habitants ; la dotation correspondante est de 300 l/j/hab., conformément au tableau II.1.

II.2.2.2. Calcul des besoins moyens journaliers domestiques

Afin de faciliter l'analyse et l'évaluation de la demande en eau de l'agglomération, les besoins moyens journaliers en eau potable sont calculés à partir de l'application de la formule (II.2), puis présentés dans le tableau II.2.

Tableau II.2 Répartition des besoins moyens journaliers domestiques

Population (hab.)	Dotation (l/j/hab.)	$Q_{moy j}$ (m^3/j)	$Q_{moy j}$ (L/s)
530 000	300	159000	1840,27

Tableau II.3. Évaluation des besoins des équipements

Besoins	Équipements	Nombre	Superficie (m ²)	Dotation(l/j/m ²)	Q moy(l/j)	Q moy(m ³ /j)
Scolaires	École	24	108000	2	216000	216,00
	CEM	12	120000	2	240000	240,00
	Lycée	6	60000	2	120000	120,00
Sanitaires	Institut	1	12500	2	25000	25,00
	Clinique	1	15000	2	30000	30,00
	Maternité	1	4500	2	9000	9,00
	Polyclinique	1	2000	2	4000	4,00
	Hôpital	1	2000	2	4000	4,00
Administratifs	Complexe sportif	1	6250	2	12500	12,50
	Salle omnisport	1	8750	2	17500	17,50
	Piscine	1	3000	2	6000	6,00
	Bibliothèque	1	2500	2	5000	5,00
	Centre culturel	1	2500	2	5000	5,00
	Bureau de poste	1	1250	2	2500	2,50
	Protection civile	1	2000	2	4000	4,00
Autres besoins	Marché couvert	1	7500	2	15000	15,00
	Gare routière	1	6250	2	12500	12,50
	APC	1	3000	2	6000	6,00
	Sûreté urbaine	1	1500	2	3000	3,00
	Gendarmerie	1	1500	2	3000	3,00
	Banque	1	1250	2	2500	2,50
	Centre commercial	1	26000	2	52000	52,00
	Mosquée	1	1250	2	2500	2,50
	Salle polyvalente	1	6250	2	12500	12,50
	Tribunal	1	5000	2	10000	10,00
	Jardin public	1	6775	2	13550	13,55
	Parc urbain	1	62500	2	125000	125,00
	Aire de jeux	1	6250	2	12500	12,50
	Crèche	1	1250	2	2500	2,50
	Station de service	1	6250	2	12500	12,50
Total					985550	985,55

Le tableau II.3 présente les besoins moyens journaliers en eau potable des différents équipements du nouveau pôle. Les calculs sont basés sur la superficie de chaque équipement et une dotation de 2 L/j/m². Le besoin total est de 985,55 m³/j, soit environ 11,41 L/s. Les principaux consommateurs sont les établissements scolaires (576 m³/j), suivis du parc urbain (125 m³/j), du centre commercial (52 m³/j) et de la clinique (30 m³/j). Les établissements scolaires représentent donc la plus grande part de la consommation. Ces besoins serviront de base au dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable (AEP).

II.3 Calcul du débit moyen journalier majoré

Afin de tenir compte des pertes d'eau dues aux fuites dans le réseau et des besoins futurs liés aux extensions du nouveau pôle, une majoration de sécurité est appliquée à la consommation moyenne journalière.

Cette majoration, comprise entre 15 % et 20 %, permet de disposer d'une marge suffisante pour assurer les besoins en eau potable. Les résultats sont présentés dans le tableau II.5. La consommation journalière majorée est exprimée par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy majoré}} = Q_{\text{moy calculé}} + K_m \cdot Q_{\text{moy calculé}} = 1,2 \cdot Q_{\text{moy calculé}} \quad (\text{II},3)$$

Avec :

$Q_{\text{moy majoré}}$: La consommation journalière majorée en (L/s)

$Q_{\text{moy calculé}}$: La consommation moyenne journalière calculée en (L/s)

K_m : Le coefficient de majoration est égal à 20%.

Tableau II.5 Évaluation des besoins

Population (hab)	Besoins	$Q_{\text{moy } j}$		K_m	$Q_{\text{moy majoré}}$		Total $Q_{\text{moy majoré}}$	
		m ³ /j	L/s		m ³ /j	L/s	m ³ /j	L/s
530000	Domestiques	159000	1840,27	20	190800	2208,33	191982,66	2222,02
	Équipements	985,55	11,40	20	1182,66	13,68		

Ainsi, avec une majoration de 20 % appliquée à la consommation moyenne journalière, le besoin global en eau potable du nouveau pôle atteint 191 982,66 m³/j, équivalent à un débit de 2 222,02 L/s.

II.4 Variations de la consommation journalière

La consommation journalière maximale constitue une donnée essentielle pour le dimensionnement du système d'alimentation en eau potable (AEP), notamment les conduites, les réservoirs et les stations de pompage.

Elle permet de déterminer principalement :

- le débit maximal journalier ($Q_{\max j}$), utilisé pour le dimensionnement des conduites d'adduction, des réservoirs et des équipements de pompage ;
- le débit de pointe (Q_p), utilisé pour le dimensionnement des conduites du réseau de distribution.

La consommation en eau présente des variations annuelles, saisonnières, journalières et horaires. Afin de tenir compte de ces variations, les coefficients (K_j), (K_h) et (K_p) sont appliqués au débit moyen journalier. Ils permettent ainsi de déterminer les débits nécessaires au dimensionnement des différents ouvrages du réseau AEP.

II.4.1 Calcul de la consommation maximale journalière

La consommation maximale journalière est déterminée à l'aide du coefficient d'irrégularité journalière maximal ($K_{j\max}$), qui prend en considération les variations journalières de la consommation en eau. Ce coefficient représente le rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière.

Il permet d'évaluer le débit nécessaire durant les journées de forte consommation afin d'assurer un dimensionnement adéquat des ouvrages et des équipements du système d'alimentation en eau potable.

$$Q_{\max j} = K_{j\max} \cdot Q_{\text{moy } j} \quad (\text{II.4})$$

Où :

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

$Q_{\text{moy } j}$: consommation moyenne journalière majorée (m^3/j) ;

$K_{j\max}$: coefficient d'irrégularité journalière maximal ;

II.4.1.1 Coefficient de variation journalière maximal

Le coefficient de variation journalière maximal est défini comme le rapport entre la consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$) et la consommation moyenne journalière ($Q_{\text{moy } j}$) :

$$K_{j\max} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy } j}} \quad (\text{II.5})$$

Le coefficient d'irrégularité journalière maximale ($K_{j\max}$) dépend du type de consommation et permet de prendre en compte les variations de la demande entre les jours de faible et de forte consommation.

Pour les besoins domestiques, les variations sont plus importantes en raison des habitudes des usagers, avec un coefficient généralement compris entre 1,1 et 1,3. Dans la présente étude, la valeur retenue est de $K_{jmax} = 1,3$.

Pour les équipements collectifs, la consommation étant plus stable et régulière, on adopte généralement $K_{jmax} = 1,0$.

Tableau II.7 La récapitulation du débit maximum journalier

Population (hab)	Besoins	$Q_{moy\ majoré}$		K_{jmax}	$Q_{max\ j}$		Total $Q_{max\ j}$	
		m ³ /j	L/s		m ³ /j	L/s	m ³ /j	L/s
530000	Domestiques	190800	2208,33	1,3	248040	2870,83	249222,66	2884,52
	Équipements	1182,66	13,68	1	1182,66	13,68		

Après application du coefficient de variation journalière ($K_{jmax} = 1,3$), le débit maximal journalier de consommation du nouveau pôle est évalué à 249 222,66 m³/j, soit 2 884,52 L/s. Cette valeur est retenue comme débit de référence pour le dimensionnement des ouvrages d'adduction et de stockage du système d'AEP.

II.4.2 Calcul de la consommation de pointe

Le calcul de la consommation de pointe (Q_p) permet d'estimer le débit maximal que peut atteindre la demande en eau durant les périodes les plus sollicitées. Ce débit est obtenu en appliquant un coefficient de pointe au débit moyen journalier, afin de tenir compte des fortes variations de consommation observées au cours de l'année. Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

$$Q_p = K_p \cdot Q_{moy\ majoré} \quad (II.6)$$

Avec :

Q_p : Débit de pointe en(m³/j),

$Q_{moy\ majoré}$: Débit moyen journalier majoré en (m³/j),

K_p : Coefficient de pointe,

I.4.2.1 Coefficient de variation horaire maximal (K_{hmax})

Le coefficient d'irrégularité horaire maximal (K_{hmax}) traduit les variations de la consommation d'eau au cours de la journée de consommation maximale. Il permet de déterminer le débit de pointe horaire nécessaire au dimensionnement du réseau d'AEP.

Sa valeur dépend notamment des habitudes de consommation, du niveau de vie et du degré de confort des usagers, ainsi que du mode de fonctionnement des différentes activités présentes dans le nouveau pôle. Il est exprimé par la relation (II.7) :

$$K_{hmax} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max} \quad (II.7)$$

Avec :

α_{max} : coefficient lié au niveau de vie et au degré de confort des usagers. Il varie généralement entre 1,2 et 1,4. Pour la présente étude, on adopte $\alpha_{max} = 1,2$;

β_{max} : coefficient lié à l'accroissement de la population, dont la valeur est déterminée à partir du tableau ci-après.

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

Nombre d'habitants	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2,00	1,80	1,60	1,50	1,40	1,30	1,20	1,15

Les valeurs des coefficients α_{max} , β_{max} et K_{hmax} sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.9 : Valeurs des coefficients α_{max} , β_{max} et K_p

Population (hab)	α_{max}	β_{max}	K_{hmax}
530000	1,2	1,15	1,38

II.4.4 Coefficient de pointe (K_p)

Compte tenu des variations de la consommation en eau au cours de la journée et entre les différents jours, il est nécessaire d'appliquer un coefficient de pointe au débit moyen journalier. Ce coefficient permet de prendre en compte les variations de la demande et de déterminer le débit correspondant à la période de consommation maximale, utilisé pour le dimensionnement du système d'AEP. Le coefficient de pointe est exprimé par la relation (II.7) :

$$K_p = K_{hmax} \cdot K_{jmax} \quad (II.7)$$

Où :

K_p : coefficient de pointe ;

K_{jmax} : coefficient d'irrégularité journalière maximal ;

K_{hmax} : coefficient d'irrégularité horaire maximal,

Le tableau II.8 récapitule les valeurs des coefficients K_{jmax} , K_{hmax} et K_p .

Tableau II.8 : les Coefficients (K_{jmax} , K_{hmax} et K_p)

Population (hab)	Besoins	K_{jmax}	K_{hmax}	K_p
530000	Domestique	1,3	1,38	1,794
	Équipements	1	1,38	1,38

Pour les besoins domestiques, le coefficient journalier est fixé à ($K_{jmax} = 1,3$), tandis qu'il est de 1,0 pour les équipements. Le coefficient horaire est de ($K_{hmax} = 1,38$) pour les deux catégories.

Ainsi, le coefficient de pointe global est de ($K_p = 1,794$) pour les besoins domestiques et de ($K_p = 1,38$) pour les équipements. Ces valeurs permettent de déterminer les débits de pointe nécessaires au dimensionnement des ouvrages d'AEP.

Tableau II.9 Récapitulation des différents débits ($Q_{moy\ majoré}$, Q_p)

Type des besoins	$Q_{moy\ majoré}$		K_p	Q_p		Total Q_p	
	m^3/j	L/s		m^3/j	L/s	m^3/j	L/s
Domestique	190800	2208,33	1,794	342295,2	3961,75	343927,27	3980,64
Équipements	1182,66	13,68	1,38	1632,0708	18,89		

II.5 Conclusion

L'analyse des besoins en eau constitue une étape essentielle dans la conception du réseau d'alimentation en eau potable (AEP). Elle permet de déterminer les principaux débits nécessaires au dimensionnement des différents ouvrages du système.

Le débit maximal journalier (Q_{jmax}) correspond à la consommation maximale enregistrée au cours d'une journée. Il est utilisé notamment pour le dimensionnement des réservoirs, des ouvrages de captage et des stations de pompage. Dans la présente étude, il est estimé à 2884,52 L/s.

Le débit de pointe (Q_p) représente la consommation maximale au cours des heures de forte demande. Il constitue une valeur importante pour le dimensionnement des conduites du réseau, afin d'assurer des conditions de fonctionnement satisfaisantes. Sa valeur est estimée à 3980,64 L/s.

CHAPITRE III

Étude du réservoir de stockage

Introduction

Ce chapitre est consacré à l'étude des réservoirs d'eau, ouvrages essentiels des systèmes d'alimentation en eau potable (AEP). Ils assurent le stockage de l'eau et permettent d'adapter l'alimentation aux variations de la demande, tout en garantissant une distribution régulière aux usagers.

Les réservoirs jouent également un rôle important dans la régulation des débits entre l'alimentation et la consommation. Ils constituent une réserve permettant d'assurer la continuité du service et la sécurité de l'approvisionnement en cas de panne, d'interruption temporaire ou de situation exceptionnelle.

III.1 Rôle du réservoir

Le réservoir remplit plusieurs fonctions essentielles dans un système d'alimentation en eau potable (AEP). Les principales sont les suivantes :

- Régulation des débits : il assure l'équilibre entre les débits d'alimentation et les débits de consommation, en compensant les variations de la demande au cours de la journée.
- Sécurité de l'approvisionnement : il constitue une réserve permettant de maintenir la distribution de l'eau en cas de panne, d'incident ou d'interruption temporaire de l'alimentation.
- Régulation de la pression : lorsqu'il est correctement implanté et dimensionné, le réservoir contribue au maintien de conditions de pression adaptées dans le réseau de distribution.
- Facilitation de la maintenance : il permet de disposer d'une réserve d'eau lors de l'arrêt temporaire de certaines installations pour les opérations d'entretien, de réparation ou de réhabilitation.
- Optimisation de l'exploitation : le stockage permet d'adapter le fonctionnement des installations de pompage aux variations de la demande et, dans certaines conditions, de réduire les coûts d'exploitation et la consommation d'énergie [1].

III.2 Emplacement du réservoir

Le choix de l'emplacement d'un réservoir constitue une étape déterminante dans la conception d'un système d'alimentation en eau potable (AEP). Il doit répondre à des critères techniques, économiques et opérationnels afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau. Les principaux critères à prendre en considération sont les suivants :

- Les conditions géotechniques : le réservoir doit être implanté sur un terrain présentant une bonne capacité portante et une stabilité suffisante, afin de garantir la sécurité de l'ouvrage et de limiter les travaux de fondation.
- La topographie et l'altitude : l'emplacement doit être choisi en fonction de la topographie du site afin de favoriser, lorsque cela est possible, une distribution gravitaire et d'assurer des pressions satisfaisantes dans le réseau. Un point haut ou une altitude appropriée est généralement recherché.
- La position par rapport à la zone desservie : le réservoir doit être situé de manière à assurer une desserte efficace de l'ensemble des usagers, tout en limitant les longueurs des conduites et les pertes de charge.
- L'utilisation du relief naturel : lorsque la topographie est favorable, les collines et autres points hauts peuvent être exploités pour l'implantation de réservoirs enterrés ou semi-enterrés. Cette solution peut réduire les terrassements et faciliter l'intégration de l'ouvrage dans son environnement.
- La relation avec la source d'alimentation : lorsque les conditions topographiques le permettent, une cote adaptée entre la source et le réservoir peut favoriser un remplissage gravitaire et réduire les besoins de pompage.
- Les possibilités d'extension : l'implantation doit tenir compte du développement futur de l'agglomération, de l'évolution de la demande en eau et des contraintes d'urbanisme, afin de maintenir des conditions de fonctionnement satisfaisantes à long terme [2].

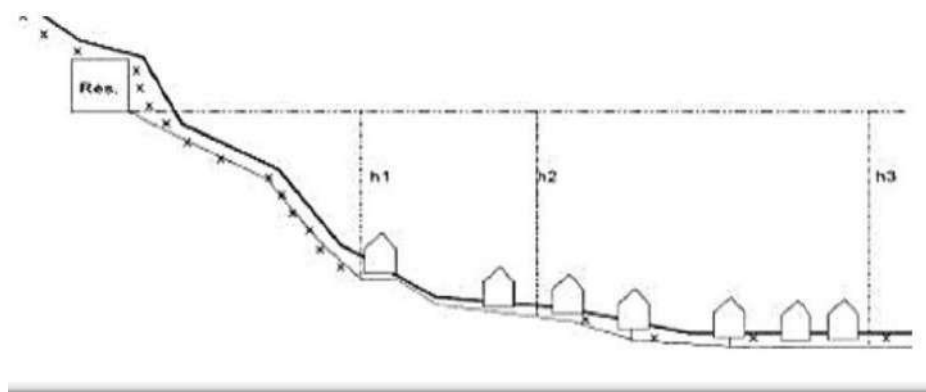


Figure III.1 Emplacement d'un réservoir [3]

III.3 Classification des réservoirs

Les réservoirs peuvent être classés selon plusieurs critères, notamment leur position par rapport au sol, leur forme, le matériau de construction utilisé et leur fonction dans le système d'alimentation en eau potable (AEP) [4].

III.3.1 Selon leur position par rapport au sol

Selon leur position par rapport au niveau du terrain naturel, les réservoirs peuvent être classés en quatre catégories principales : les réservoirs enterrés, dont la cuve est entièrement située sous le niveau du sol ; les réservoirs semi-enterrés, dont une partie de la cuve est enterrée et l'autre partie est située au-dessus du terrain naturel ; les réservoirs au sol, construits directement sur le terrain naturel ; et les réservoirs surélevés, également appelés châteaux d'eau, dont la cuve est placée sur une structure porteuse afin d'assurer une pression suffisante dans le réseau de distribution.

III.3.2 Selon leur forme

Selon leur géométrie, les réservoirs peuvent présenter différentes formes, notamment circulaire, rectangulaire, carrée, trapézoïdale, conique ou cylindro-conique. La forme circulaire est largement utilisée pour les réservoirs de stockage d'eau potable, notamment en raison de sa bonne résistance aux sollicitations exercées par l'eau et le sol, ainsi que de la répartition relativement uniforme des efforts sur les parois.

Les formes rectangulaire et carrée sont également utilisées, en particulier lorsque les contraintes liées à l'emprise disponible ou à l'intégration de l'ouvrage dans le site le justifient. Le choix de la forme dépend ainsi des conditions topographiques, de l'espace disponible, du volume à stocker, des contraintes structurelles et des considérations économiques.

III.3.3 Selon le matériau de construction

Selon le matériau de construction, les réservoirs peuvent être réalisés en maçonnerie, en béton armé, en béton précontraint ou en acier. Le choix du matériau dépend principalement du volume à stocker, des caractéristiques du site, des conditions géotechniques, des contraintes de construction et des considérations économiques. Le **béton armé** demeure l'un des matériaux les plus utilisés pour les réservoirs d'eau potable en raison de sa bonne résistance mécanique, de sa durabilité et de son adaptation aux ouvrages de stockage de grande capacité [5].

III.3.4 Selon leur usage

Selon leur fonction dans le système d'alimentation en eau potable, les réservoirs peuvent être classés en plusieurs catégories. On distingue principalement les réservoirs d'accumulation et de stockage, destinés à emmagasiner l'eau et à assurer l'équilibre entre l'alimentation et la consommation ; les réservoirs d'équilibre ou réservoirs tampons, utilisés pour réguler les variations de débit et faciliter le fonctionnement des installations de pompage ; ainsi que les réservoirs associés aux installations de traitement, qui permettent notamment de stocker temporairement l'eau avant ou après certaines étapes du traitement. Le choix et la fonction du réservoir dépendent de l'organisation générale du système d'AEP et des conditions d'exploitation du réseau.

III.3.5 Critères de choix d'un réservoir

Le choix du type et de l'emplacement d'un réservoir repose sur plusieurs critères techniques, économiques et opérationnels. Les principaux critères sont les suivants :

- Critères économiques : ils concernent les coûts d'investissement, d'exploitation, d'entretien et, le cas échéant, de renouvellement de l'ouvrage.
- Sécurité de l'approvisionnement : le réservoir doit disposer d'une capacité suffisante pour assurer la continuité de la distribution en cas d'incident, de panne ou de variation importante de la demande.
- Facilité d'exploitation et de maintenance : l'ouvrage et ses équipements doivent être facilement accessibles, surveillés et entretenus afin de garantir leur bon fonctionnement et leur durabilité.
- Compatibilité avec l'aménagement urbain : l'implantation du réservoir doit être cohérente avec les documents d'urbanisme, les contraintes foncières et le développement futur de la zone desservie, tout en permettant les éventuelles extensions du réseau [6].

III.4 Conditions de base pour la construction des réservoirs

La conception et la construction d'un réservoir destiné au stockage de l'eau potable doivent répondre à plusieurs exigences fondamentales afin d'assurer la sécurité de l'ouvrage, sa durabilité et la préservation de la qualité de l'eau stockée. Les principales exigences sont les suivantes :

- Résistance mécanique : la structure doit résister aux différentes sollicitations auxquelles elle est soumise, notamment la pression hydrostatique de l'eau, les poussées du sol, les charges

permanentes et, le cas échéant, les actions extérieures. Cette résistance doit garantir la stabilité de l'ouvrage et limiter les risques de fissuration et de déformation.

- **Étanchéité** : le réservoir doit assurer une étanchéité suffisante afin de limiter les pertes d'eau et d'empêcher toute pénétration d'eaux extérieures susceptibles de compromettre la qualité de l'eau potable.
- **Durabilité et salubrité** : les matériaux utilisés, notamment le béton et les armatures, doivent présenter une résistance suffisante aux conditions d'exposition et aux agressions environnementales. Les surfaces en contact avec l'eau doivent être adaptées au stockage d'eau potable et ne pas entraîner d'altération de sa qualité physico-chimique. Des dispositions constructives et, si nécessaire, des revêtements appropriés doivent être prévus afin d'assurer la durabilité de l'ouvrage et la préservation de la qualité de l'eau [7].

III.5 Différents types de réservoirs

Les réservoirs d'eau potable peuvent présenter différentes formes géométriques, choisies en fonction du volume à stocker, des caractéristiques du site et des contraintes techniques et économiques. Le choix de la forme doit permettre d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage, une utilisation optimale de l'espace disponible et une exploitation adaptée aux besoins du réseau.

III.5.1 Réservoir sur tour (château d'eau)

Le château d'eau est un ouvrage hydraulique destiné au stockage de l'eau potable en hauteur afin de favoriser sa distribution par gravité. Son fonctionnement repose sur la différence d'altitude entre le niveau d'eau dans la cuve et les points de consommation, permettant ainsi de maintenir des conditions de pression adaptées dans le réseau de distribution.

Les châteaux d'eau sont généralement réalisés en béton armé, en béton précontraint ou, dans certains cas, en acier. La cuve présente fréquemment une géométrie circulaire, qui permet une bonne répartition des efforts et une conception structurelle adaptée aux sollicitations exercées par l'eau. Ses dimensions sont déterminées en fonction du volume de stockage requis, de la topographie du site et des conditions de pression à assurer dans le réseau.

Le remplissage de la cuve peut être assuré par une station de pompage ou par gravité, selon la configuration du système d'AEP. Le volume stocké doit permettre de répondre aux variations de la demande et de constituer une réserve de sécurité destinée notamment à assurer la continuité du service en cas d'incident ou de panne. Une réserve spécifique peut également être

prévue pour la défense contre l'incendie, conformément aux exigences réglementaires et aux besoins du projet.

Afin de faciliter les opérations d'entretien, de nettoyage et de maintenance tout en maintenant la continuité de l'alimentation, la cuve peut être subdivisée en deux compartiments indépendants [8].

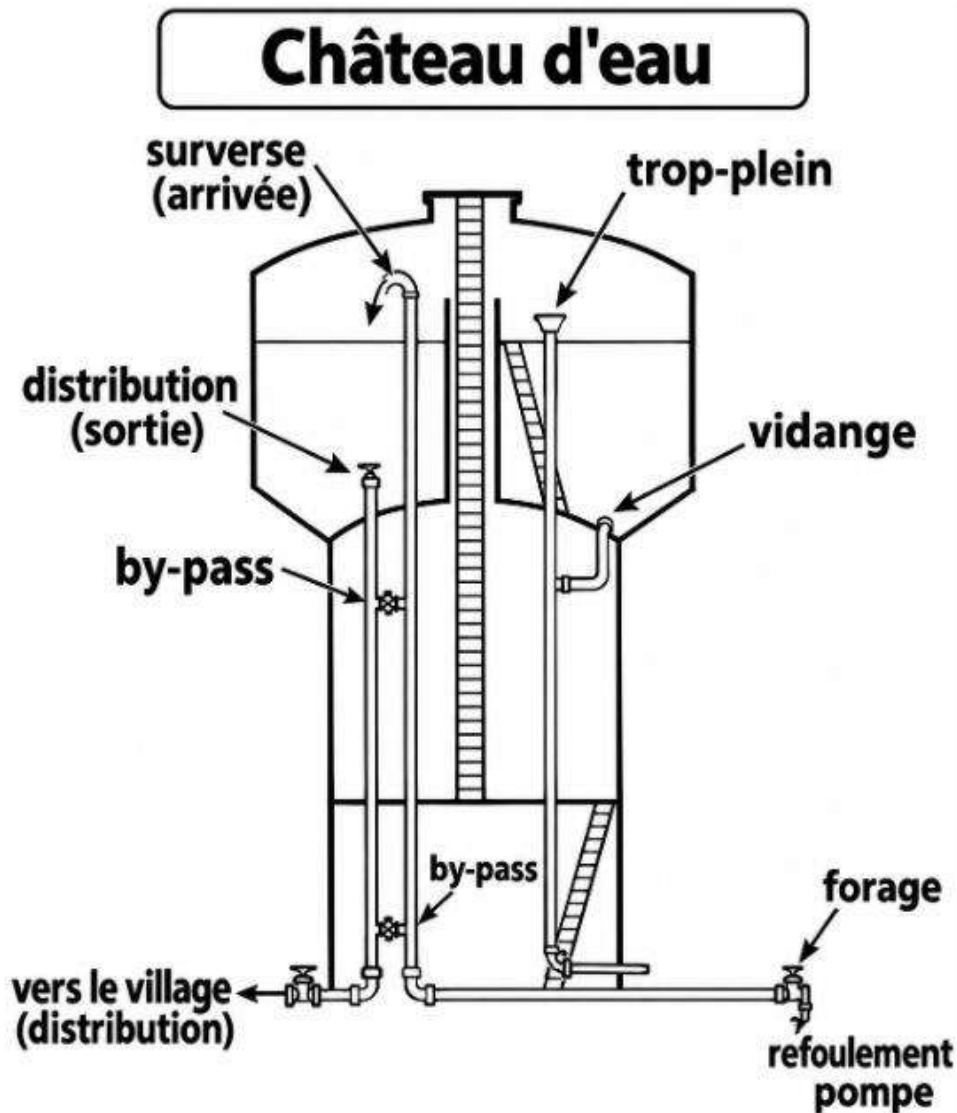


Figure III.2 Schéma d'un château d'eau.

III.5.1.1 Avantages

Le château d'eau présente plusieurs avantages qui expliquent son utilisation dans les systèmes d'alimentation en eau potable (AEP) :

- Distribution par gravité : il permet d'assurer l'alimentation du réseau même lors d'une coupure d'électricité ou d'un arrêt temporaire des stations de pompage, sous réserve que le

- Régulation de la pression : grâce à sa hauteur d'implantation, il contribue à maintenir des conditions de pression adaptées et relativement stables dans le réseau de distribution.
- Réserve d'eau : il constitue une réserve permettant de satisfaire les pointes de consommation et de répondre à certains besoins exceptionnels, notamment la défense contre l'incendie

- Optimisation du pompage : le remplissage de la cuve peut être réalisé durant les périodes de faible demande, notamment pendant les heures creuses, ce qui peut contribuer à une meilleure gestion de l'énergie.
- Réduction des sollicitations hydrauliques : le stockage en hauteur permet de limiter certaines variations rapides de pression et peut contribuer à réduire les effets des transitoires hydrauliques, notamment les coups de bélier, améliorant ainsi les conditions d'exploitation et la durabilité des équipements [9].

III.5.1.2 Inconvénients

- Malgré ses nombreux avantages, le château d'eau présente également certaines contraintes techniques, économiques et environnementales :
- Coût de construction : sa réalisation peut être relativement coûteuse en raison de la structure porteuse, des matériaux utilisés et des fondations nécessaires pour assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Impact visuel : sa hauteur et ses dimensions peuvent entraîner un impact paysager important, notamment dans les zones urbaines, résidentielles ou à forte sensibilité paysagère.
- Choix de l'emplacement : son implantation doit être étudiée avec soin afin d'assurer une altitude suffisante pour maintenir des pressions adaptées dans le réseau, tout en tenant compte des contraintes foncières, topographiques et urbaines.
- Entretien et maintenance : les opérations d'inspection, de nettoyage, d'entretien et de réparation sont plus complexes en raison de la hauteur de l'ouvrage et nécessitent des moyens d'accès et des mesures de sécurité appropriés.
- Préservation de la qualité de l'eau : en l'absence d'un entretien régulier, des dépôts et des sédiments peuvent s'accumuler dans la cuve et favoriser la dégradation de la qualité de l'eau stockée. Un nettoyage périodique et une surveillance appropriée sont donc nécessaires [10].

III.5.2 Réservoir enterré ou semi-enterré

Les réservoirs enterrés et semi-enterrés constituent des solutions adaptées lorsque la topographie et les caractéristiques du terrain permettent une implantation avantageuse. Ils sont notamment utilisés dans les systèmes d'alimentation en eau potable associés à des ouvrages d'adduction, de traitement ou de pompage. Les réservoirs semi-enterrés offrent une bonne adaptation au relief et permettent de réduire l'emprise visuelle de l'ouvrage. Par ailleurs, leur

couverture contribue à protéger l'eau stockée contre les variations thermiques, les infiltrations et les contaminations provenant de l'environnement extérieur [11].

III.5.2.1 Avantages

Les réservoirs enterrés ou semi-enterrés présentent plusieurs avantages dans les systèmes d'alimentation en eau potable :

- Grande capacité de stockage : ils permettent de réaliser des volumes de stockage importants et sont particulièrement adaptés aux besoins des réseaux de moyenne et grande capacité.
- Économie de construction : contrairement aux châteaux d'eau, ils ne nécessitent pas de structure porteuse élevée, ce qui peut réduire les coûts de réalisation, notamment lorsque les conditions topographiques sont favorables.
- Bonne intégration paysagère : leur faible hauteur apparente limite l'impact visuel et facilite leur intégration dans l'environnement.
- Protection thermique : l'enfouissement de la cuve et la présence du sol autour de l'ouvrage contribuent à limiter les variations de température de l'eau stockée.
- Protection contre les agressions extérieures : leur implantation enterrée ou semi-enterrée offre une meilleure protection contre certaines agressions extérieures et réduit notamment leur exposition au vandalisme [12].

III.5.2.2 Inconvénients

Toutefois, l'utilisation des réservoirs enterrés et semi-enterrés peut être associée à certaines contraintes techniques et opérationnelles.

- Contraintes topographiques : lorsque la distribution gravitaire est recherchée, leur implantation doit tenir compte de l'altitude disponible afin d'assurer des pressions suffisantes dans le réseau. Dans le cas contraire, des équipements de pompage peuvent être nécessaires.
- Difficulté de détection des défauts : les fuites, fissures ou défauts d'étanchéité peuvent être difficiles à localiser, particulièrement pour les ouvrages entièrement enterrés.
- Risque d'infiltration : un défaut d'étanchéité ou une mauvaise protection de l'ouvrage peut favoriser la pénétration d'eaux extérieures et compromettre la qualité de l'eau stockée.
- Difficultés d'entretien et de maintenance : l'accès à certaines parties de l'ouvrage peut être limité et nécessiter des moyens techniques spécifiques. Pour les réservoirs enterrés, certaines

interventions peuvent également nécessiter des travaux de terrassement, ce qui augmente les contraintes et les coûts d'intervention [13].

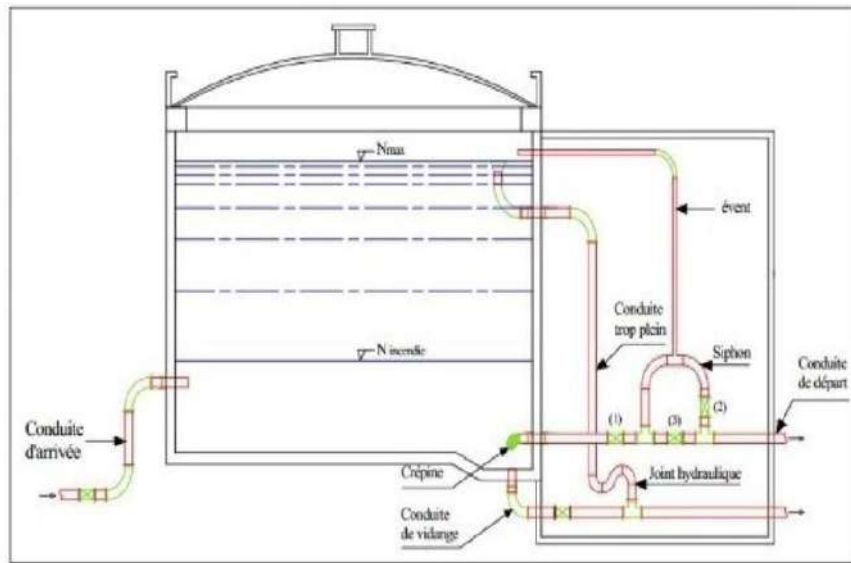


Figure III.3 Réservoir circulaire (enterré semi-enterré).

III.6 Les équipements du réservoir

Un réservoir d'eau potable est constitué de plusieurs éléments essentiels qui assurent le stockage, la protection, la régulation et la distribution de l'eau, tout en garantissant les conditions nécessaires à la sécurité et au bon fonctionnement de l'ouvrage.

III.6.1 La cuve

La cuve représente l'élément principal du réservoir et assure le stockage de l'eau provenant d'une station de traitement, d'un forage ou d'une autre source d'alimentation. Sa capacité est déterminée en fonction des besoins en eau de la population desservie à l'horizon de projet, tout en intégrant les volumes nécessaires pour garantir la sécurité et la continuité de l'approvisionnement [14].

III.6.2 La tour (pieds droits)

La tour, ou structure porteuse, est l'élément qui supporte et surélève la cuve afin de lui conférer l'altitude nécessaire pour assurer la charge hydraulique requise dans le réseau de distribution. Elle transmet également aux fondations les différentes charges appliquées à l'ouvrage.

Selon la capacité du réservoir, sa hauteur et les conditions de conception, la structure porteuse peut être réalisée sous forme de voiles en béton armé, de fût cylindrique ou de poteaux isolés, notamment pour les ouvrages de faible capacité [15].

III.6.3 Conduite d'adduction

La conduite d'adduction permet d'acheminer l'eau jusqu'au réservoir. Elle doit être munie d'un dispositif de régulation permettant d'interrompre l'arrivée d'eau lorsque le niveau maximal de stockage est atteint. En alimentation gravitaire, cette fonction peut être assurée par un robinet à flotteur, tandis qu'en alimentation par refoulement, l'arrêt est généralement commandé par le système de pompage en fonction du niveau d'eau dans la cuve.

III.6.4 Conduite de distribution

La conduite de distribution remplit plusieurs fonctions essentielles au sein du réservoir :

- Fonction hydraulique : elle assure l'acheminement de l'eau stockée dans la cuve vers le réseau d'alimentation en eau potable (AEP).
- Protection de la qualité de l'eau : son implantation à une hauteur appropriée au-dessus du radier permet de limiter l'entraînement des dépôts et des sédiments accumulés au fond de la cuve.
- Fonction d'exploitation : elle est équipée d'organes hydrauliques, notamment des vannes de sectionnement et de commande, permettant de contrôler l'écoulement, d'isoler la conduite et de faciliter les opérations d'entretien et de maintenance de l'ouvrage.

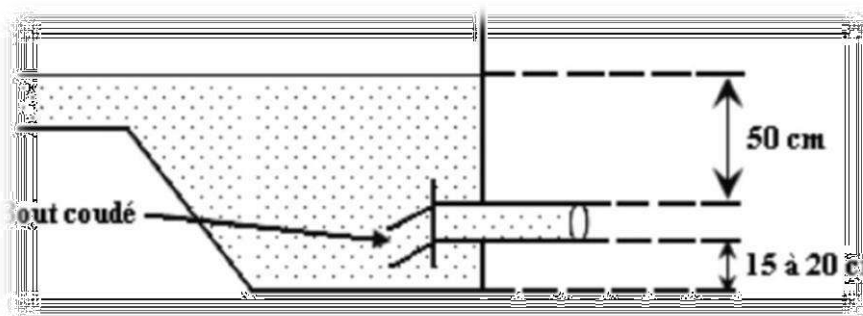


Figure III.4. Conduite de distribution.

III.6.5 Conduite de trop-plein

La conduite de trop-plein remplit plusieurs fonctions essentielles au sein du réservoir :

- Fonction de sécurité : elle permet d'évacuer l'excédent d'eau lorsque le niveau maximal du réservoir est atteint, afin d'éviter tout débordement susceptible d'endommager l'ouvrage ou ses équipements.
- Fonction hydraulique : elle est implantée au niveau des plus hautes eaux (PHE) et doit être dimensionnée de manière à assurer l'évacuation rapide et sécurisée du débit excédentaire.

- Protection sanitaire : son extrémité est généralement munie d'une grille ou d'un dispositif de protection empêchant l'introduction d'animaux, de débris ou d'autres éléments extérieurs susceptibles de compromettre la qualité de l'eau stockée.
- Évacuation des eaux : les eaux issues du trop-plein sont dirigées vers un exutoire approprié, permettant leur évacuation sans provoquer d'érosion, d'inondation ou de désordres au voisinage de l'ouvrage.

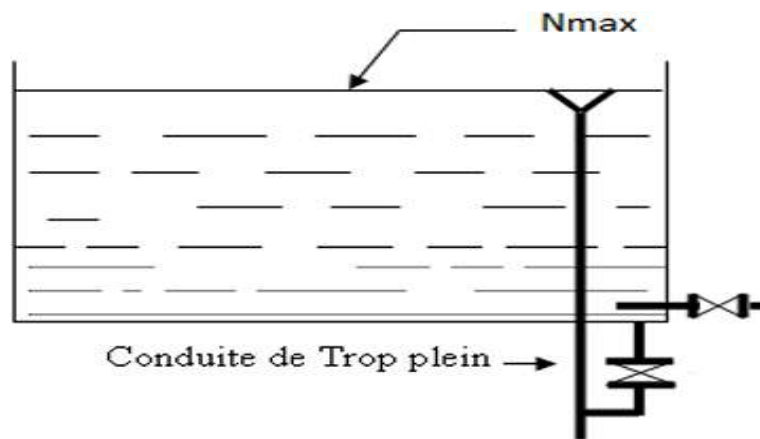


Figure III.5 Trop plein.

III.6.6 Conduite de vidange

La conduite de vidange est installée au point le plus bas du réservoir afin de permettre sa vidange complète ainsi que l'évacuation des dépôts accumulés au fond de la cuve. Elle est équipée d'une vanne de commande et raccordée à un exutoire approprié. Elle facilite ainsi les opérations d'entretien, de nettoyage et de réparation du réservoir.

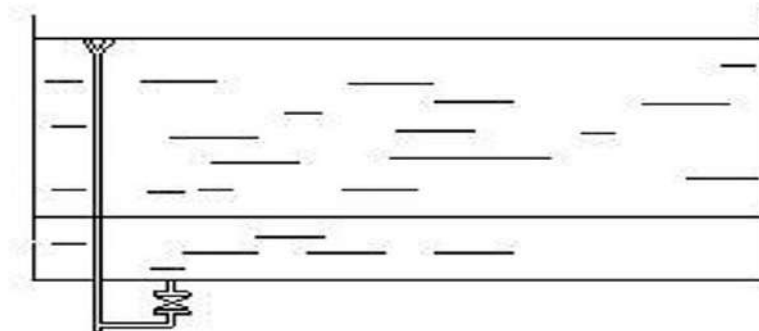


Figure III.6: Conduite de décharge ou de vidange.

III.6.7 Conduite de by-pass

La conduite de by-pass, également appelée conduite de dérivation, assure une liaison directe entre la conduite d'adduction et celle de distribution, sans passer par le réservoir. Elle permet de maintenir l'alimentation en eau du réseau lorsque le réservoir est mis hors service pour des travaux d'entretien, de nettoyage ou de réparation. Des vannes de sectionnement permettent de contrôler sa mise en service en fonction des conditions d'exploitation. Cependant, le fonctionnement en by-pass peut modifier les conditions hydrauliques du réseau et provoquer des variations de pression, notamment en raison de l'absence de la fonction de régulation et de stabilisation assurée par le réservoir.

III.6.8 Robinet-vanne

Le robinet-vanne est un organe de sectionnement installé sur les différentes conduites du réservoir, notamment celles d'adduction, de distribution, de vidange et de trop-plein. Il permet d'arrêter ou de rétablir l'écoulement dans une conduite afin de réaliser les opérations d'entretien, de nettoyage ou de réparation. Il assure ainsi l'isolement de la partie concernée de l'installation, tout en permettant de maintenir le fonctionnement des autres parties du réseau.

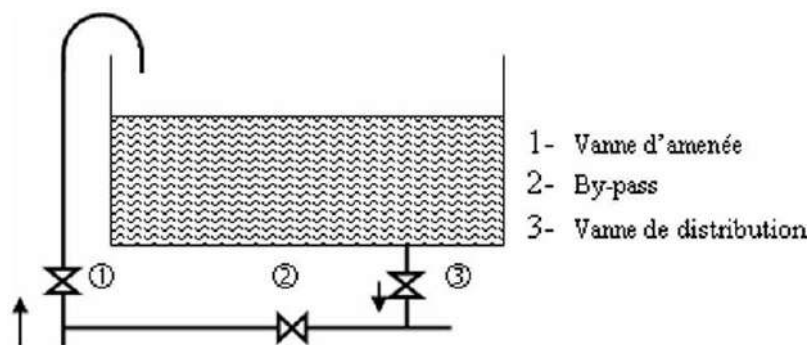


Figure III.7 Système By passe.

III.6.9 Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Le système de matérialisation de la réserve d'incendie vise à garantir la disponibilité permanente d'un volume d'eau exclusivement destiné à la lutte contre les incendies. Cette réserve doit être préservée de toute utilisation en exploitation normale afin de garantir sa disponibilité en cas d'urgence.

Le volume de la réserve est déterminé conformément à la réglementation en vigueur et aux prescriptions des services de la Protection civile. Il doit permettre d'assurer une alimentation suffisante pendant la durée d'intervention prévue. À titre de référence, un volume minimal de

120 m³ est généralement retenu pour une durée d'intervention de 2 heures, correspondant à un débit de 60 m³/h.

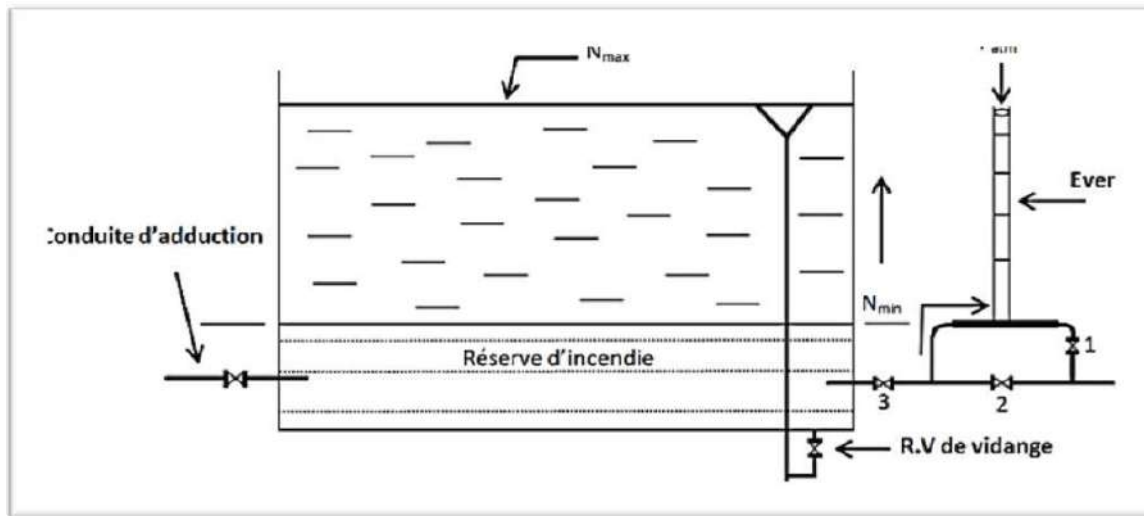


Figure III.8 Matérialisation de la réserve d'incendie.

III.7 Entretien des réservoirs

L'entretien des réservoirs est indispensable pour préserver la qualité de l'eau et assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. Il comprend principalement la vidange, le nettoyage, la désinfection et l'inspection des différents éléments du réservoir. Ces opérations permettent d'éliminer les dépôts, de limiter les risques de contamination et de détecter d'éventuelles dégradations de l'ouvrage.

Les principales opérations d'entretien sont les suivantes :

- Isolement et vidange du réservoir, par fermeture des vannes d'entrée et de sortie ;
- Nettoyage des parois et du radier, afin d'éliminer les dépôts, les sédiments et les biofilms ;
- Rinçage à l'eau claire, pour éliminer les résidus issus du nettoyage ;
- Désinfection des surfaces internes, au moyen d'une solution chlorée conforme aux normes en vigueur ;
- Inspection de l'ouvrage, afin de détecter et de traiter les éventuelles fissures, infiltrations ou traces de corrosion ;
- Rinçage final et remise en service, après vérification de la qualité de l'eau.

Ces opérations doivent être effectuées au moins une fois par an et peuvent être renouvelées plus fréquemment lorsque les conditions d'exploitation ou la qualité de l'eau le nécessitent.

III.8 Hygiène et sécurité

Afin de garantir la qualité sanitaire de l'eau potable stockée et la sécurité de l'ouvrage, le réservoir doit être conçu, exploité et entretenu conformément aux exigences d'hygiène et de protection en vigueur. Il doit notamment être protégé contre toute source de contamination extérieure ainsi que contre les intrusions susceptibles de compromettre la qualité de l'eau.

Les mesures d'hygiène et de sécurité d'un réservoir reposent principalement sur son étanchéité, sa protection contre la lumière et les contaminations extérieures, la présence de dispositifs de prélèvement et de ventilation adaptés, ainsi que sur la sécurisation de l'accès à l'ouvrage par une clôture et une signalisation appropriée. Ces dispositions permettent de préserver la qualité de l'eau stockée et d'assurer la sécurité des installations.

III.9 Dimensionnement du réservoir

Le dimensionnement du réservoir est une étape fondamentale dans la conception d'un système d'alimentation en eau potable. Il consiste à déterminer le volume de stockage nécessaire pour assurer une alimentation continue et régulière des usagers dans toutes les conditions d'exploitation.

La capacité du réservoir est généralement définie en fonction des variations journalières de la consommation, des besoins maximaux en eau de la population desservie et du volume de sécurité destiné à couvrir les situations exceptionnelles, notamment la lutte contre les incendies. Un dimensionnement adéquat permet d'assurer l'équilibre entre la production, le stockage et la distribution de l'eau tout en garantissant la fiabilité du réseau.

III.9.1 Détermination de la capacité du réservoir de stockage

La capacité du réservoir de stockage est généralement déterminée à l'aide de la méthode analytique, basée sur l'utilisation du coefficient horaire de consommation. Cette méthode permet d'évaluer les variations de la demande en eau au cours de la journée et de définir le volume nécessaire pour équilibrer les débits d'alimentation et de consommation. Le calcul tient compte de la population desservie, des besoins en eau et des coefficients de pointe.

Le volume de stockage du réservoir est ainsi déterminé à partir de la formule (III.1) :

$$V_T = |\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-| + V_{RI} \quad (\text{III.1})$$

OÙ :

$\Delta V_{\max}^+$: représente l'excès maximal durant les différentes heures de la journée (m^3) ;

$\Delta V_{\max}^-$: représente l'insuffisance maximale pendant les différentes heures de la journée (m^3) ;

V_{RI} : représente le volume d'incendie, estimé à 120 m^3 .

Tableau III.1 Détermination du volume du réservoir

Horaire	ΔH (%)	Volume		Volume cumulé		Différence	
		Volume Apport	$Q \cdot \Delta t \cdot \Delta H_{0,24}$	Volume apport cumulé	Volume consommé cumulé	ΔH^+	ΔH^-
0_1	3,35	10384,278	8348,959	10384,278	8348,959	2035,318	
1_2	3,25	10384,278	8099,736	20768,555	16448,696	4319,859	
2_3	3,3	10384,278	8224,348	31152,833	24673,043	6479,789	
3_4	3,2	10384,278	7975,125	41537,11	32648,168	8888,942	
4_5	3,25	10384,278	8099,736	51921,388	40747,905	11173,483	
5_6	3,4	10384,278	8473,57	62305,665	49221,475	13084,19	
6_7	3,85	10384,278	9595,072	72689,943	58816,548	13873,395	
7_8	4,45	10384,278	11090,408	83074,22	69906,956	13167,264	
8_9	5,2	10384,278	12959,578	93458,498	82866,534	10591,963	
9_10	5,05	10384,278	12585,744	103842,775	95452,279	8390,496	
10_11	4,85	10384,278	12087,299	114227,053	107539,578	6687,475	
11_12	4,6	10384,278	11464,242	124611,33	119003,82	5607,51	
12_13	4,6	10384,278	11464,242	134995,608	130468,063	4527,545	
13_14	4,65	10384,278	11588,854	145379,885	142056,916	3322,969	
14_15	4,75	10384,278	11838,076	155764,163	153894,993	1869,17	
15_16	4,7	10384,278	11713,465	166148,44	165608,458	539,982	
16_17	4,65	10384,278	11588,854	176532,718	177197,311		-664,594
17_18	4,35	10384,278	10841,186	186916,995	188038,497		-1121,502
18_19	4,4	10384,278	10965,797	197301,273	199004,294		-1703,022
19_20	4,3	10384,278	10716,574	207685,55	209720,868		-2035,318
20_21	4,3	10384,278	10716,574	218069,828	220437,443		-2367,615
21_22	4,2	10384,278	10467,352	228454,105	230904,794		-2450,689
22_23	4,75	10384,278	11838,076	238838,383	242742,871		-3904,488
23_24	3,7	10384,278	9221,238	249222,66	251964,109		-2741,449

À partir des données présentées dans le tableau III.1, il apparaît que les valeurs maximales de l'excédent et du déficit enregistrées au cours des différentes heures de la journée sont respectivement :

$$|\Delta V_{max}^+| = 13873,395 \text{ m}^3$$

$$|\Delta V_{max}^-| = 3904,488 \text{ m}^3$$

Le volume de stockage du réservoir est déterminé par l'application de la formule (III.1). Les calculs effectués conduisent à la valeur suivante :

$$V_T = 13873,395 + 3904,488 + 120 = 17897,883 \text{ m}^3$$

Ainsi, le volume de stockage requis est estimé à 18000 m³ afin de répondre adéquatement aux besoins du réseau.

III.10 Détermination des dimensions du réservoir

Après la détermination du volume de stockage, il est nécessaire de définir les dimensions géométriques du réservoir. Celles-ci dépendent de la forme adoptée (cylindrique, rectangulaire, carrée, etc.) et doivent permettre d'assurer le volume de stockage requis tout en respectant les contraintes techniques et économiques du projet.

III.10.1 Calcul de la section du réservoir projeté

La section du réservoir projeté est déterminée à partir du volume de stockage et de la hauteur utile retenue pour la cuve. Elle représente la surface horizontale nécessaire pour contenir le volume d'eau requis et est calculée à l'aide de la relation suivante :

$$S = \frac{V_T}{H_e} \quad (\text{III.2})$$

Où:

S : la section de la cuve en m² ;

V_T : le volume du réservoir ;

H_e : hauteur utile d'eau dans le réservoir, prise égale à 5m

Ainsi, la section du réservoir projeté est estimée à 120 m².

III.10.2 Calcul du diamètre

Dans le cas d'un réservoir cylindrique, le diamètre est déterminé à partir de la surface de la cuve (S). La relation géométrique liant ces paramètres est donnée par :

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

Où :

D : diamètre du réservoir (m) ; S : la section de la cuve en m².

Le diamètre du réservoir obtenu par le calcul est de $D = 67,70$ m.

Pour des raisons de normalisation et de facilité de réalisation, le diamètre adopté pour le projet est arrondi à : D = 68 m.

Le diamètre calculé pour un réservoir unique étant de 68 m, nous retenons la réalisation de deux réservoirs identiques, de 48 m de diamètre chacun, afin d'assurer une capacité globale de stockage équivalente, sous réserve d'un ajustement de la hauteur utile des réservoirs.

III.10.3 Vérification de la hauteur d'eau

La vérification de la hauteur d'eau consiste à s'assurer que la hauteur utile retenue permet de stocker le volume total requis tout en respectant les conditions d'exploitation du réservoir.

La surface de la section circulaire du réservoir est déterminée par la relation suivante :

$$S = \frac{\pi \cdot D_N^2}{4} \quad (\text{III.4})$$

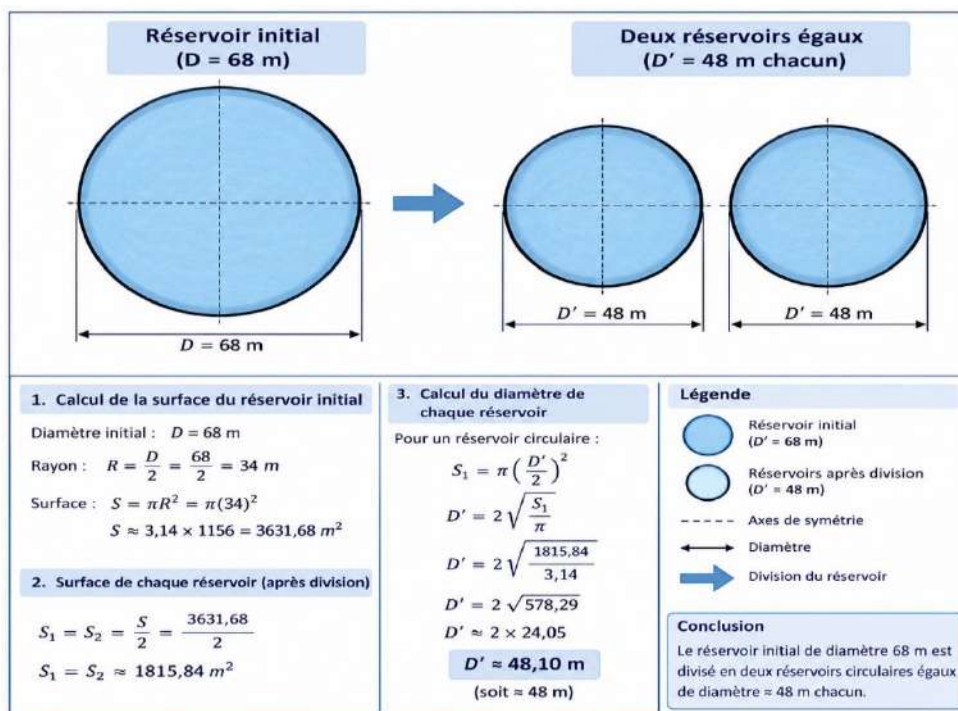


Figure III.9: Division du réservoir initial de diamètre 68 m en deux réservoirs circulaires égaux de diamètre 48 m chacun.

Pour un diamètre nominal ($D_N = 48$ m), la surface de la base du réservoir est :

$$S_1 = S_2 = 1808,64 \text{ m}^2.$$

La hauteur d'eau effective est obtenue à partir du volume total de stockage et de la surface de la base selon la relation :

$$H_e = \frac{V_T}{S} \quad (\text{III.5})$$

L'application numérique de l'équation (III.5) conduit à la valeur suivante :

$$H_e = 4,97 \text{ m.}$$

III.10.4 Détermination de la hauteur d'eau réservée à l'incendie

La hauteur d'eau réservée à la lutte contre l'incendie est déterminée à partir du volume de la réserve incendie et des dimensions géométriques du réservoir. Elle est calculée à l'aide de la relation suivante :

$$H_{inc} = \frac{4.V_{RI}}{\pi.D_N^2} \quad (\text{III.6})$$

H_{inc} : hauteur d'eau réservée à l'incendie (m) ;

V_{RI} : volume de la réserve incendie (m^3), pris égal à 120 m^3 ;

D_N : diamètre nominal du réservoir (m).

En remplaçant les paramètres par leurs valeurs respectives, l'application numérique de l'équation (III.6) conduit à : $0,066 \text{ m}$.

La hauteur d'eau réservée à l'incendie est donc égale à $0,066 \text{ m}$.

$$Q_p = v.S \quad (\text{III.7})$$

où :

Q_p : débit de pointe (m^3/s) ;

v : vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

S : section intérieure de la conduite (m^2).

La section circulaire de la conduite est donnée par la relation : $S = \pi D^2 / 4$.

En remplaçant la section (S) dans l'équation (III.7), le diamètre de la conduite de distribution est :

$$D = \sqrt{\frac{4Q_p}{\pi.v}} \quad (\text{III.8})$$

Le débit de pointe $Q_p = 3980,64 \text{ l/s}$ ($3,98064 \text{ m}^3/\text{s}$) sera réparti équitablement entre les deux réservoirs, soit ($1,99032 \text{ m}^3/\text{s}$) pour chaque réservoir ; avec une vitesse d'écoulement de $v = 1 \text{ m/s}$, le diamètre de chaque conduite sera d'environ 1592 mm.

Le diamètre calculé n'étant pas une valeur normalisée, le diamètre commercial immédiatement supérieur est retenu : $D_N = 1600 \text{ mm}$.

III.10.5 Vérification de la vitesse réelle

La vitesse réelle correspondant au diamètre normalisé adopté est calculée par la relation :

$$V = \frac{4Q_p}{\pi D_N^2} \quad (\text{III.9})$$

En remplaçant les valeurs numériques, la valeur de la vitesse d'écoulement est : 0,99m/s.

Cette valeur est comprise dans la plage admissible recommandée (0,5 à 1,5 m/s). Le diamètre normalisé DN 1600 mm est donc retenu pour la conduite de distribution.

III.10.6 Détermination de la cote du radier du réservoir

La détermination de la cote du radier du réservoir constitue une étape essentielle dans la conception du réseau d'alimentation en eau potable. Elle permet de garantir une pression suffisante au point le plus défavorable du réseau, tout en évitant les surpressions dans les zones basses. La cote du radier est calculée à partir de la relation suivante :

$$CR = CTN + H + H_{wi} + P_s + H_{we} \quad (\text{III.10})$$

Où :

CR : cote du radier du réservoir (m) ;

CTN : cote du terrain naturel au point le plus défavorable du réseau, correspondant généralement au point le plus éloigné et le plus élevé ($CTN_1 = 1081,48$ m ; $CTN_2 = 937,29$ m) ;

H : hauteur de service nécessaire pour assurer une pression suffisante aux points de puisage les plus élevés de l'immeuble. Cette hauteur dépend du nombre d'étages ((n)) et est estimée à l'aide de la relation : $H = 10 + 4n$. Pour un immeuble de deux étages ($n = 5$) : $H = 10 + 4.5 = 30$ m ;

H_{wi} : pertes de charge à l'intérieur de l'immeuble ($H_{wi} = 3$ m) ;

P_s : pression résiduelle minimale requise aux points de puisage les plus élevés, généralement prise égale à 4 m ;

H_{we} : pertes de charge totales dans la conduite de distribution (m).

III.10.6.1 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge dans la conduite de distribution sont évaluées à l'aide de la formule de Hazen-Williams, largement utilisée pour le dimensionnement des réseaux d'alimentation en eau potable. La perte de charge totale est donnée par la relation :

$$H_{we} = J.L \quad (\text{III.11})$$

Où :

H_{we} : perte de charge totale dans la conduite (m) ;

J : perte de charge unitaire (m/m) ;

L : longueur totale de la conduite de distribution, égale à 31873,28 m.

La perte de charge unitaire est calculée à l'aide de la formule de Hazen-Williams :

$$J = 10,675 \cdot \frac{Q^{1,852}}{C_{HW}^{1,852}} \cdot \frac{1}{D^{4,87}} \quad (\text{III.12})$$

Où :

Q : débit transitant dans la conduite (m³/s) ;

C_{HW} : coefficient de rugosité de Hazen-Williams ; $C_{HW}=150$

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

La valeur de la perte de charge unitaire est $J = 1,481791919 \cdot 10^{-3}$ m/m. Par conséquent, la perte de charge totale est : $H_{we} = J \cdot L = 1,481791919 \cdot 10^{-3} \cdot 31873,28 = 47,23$ m.

En appliquant l'équation (III.10), la cote du radier du réservoir est donc : $CR_1 = 1165,71$ m ; $CR_2 = 1021,52$ m.

III.11 Détermination du type de réservoir projeté

Le choix du type de réservoir à adopter repose sur la détermination de la hauteur de charge (H_{CH}), qui représente la différence entre la cote du radier du réservoir et la cote du terrain naturel au niveau du site d'implantation. Cette hauteur permet de définir si le réservoir doit être réalisé en ouvrage surélevé (château d'eau) ou en réservoir enterré ou semi-enterré.

La hauteur de charge est calculée à l'aide de la relation suivante :

$$H_{CH} = CR - CTN \quad (\text{III.13})$$

Où :

H_{CH} : hauteur de charge (m) ;

CR : cote du radier du réservoir, égale à $CR_1 = 1165,71$ m ; $CR_2 = 1021,52$ m.

CTN : cote du terrain naturel au site d'implantation, égale à $CTN_1 = 1081,48$ m ; $CTN_2 = 937,29$ m).

Le choix du type de réservoir est effectué selon les critères suivants :

$H_{CH} \geq 0 \Rightarrow$ Réservoir surélevé (Château d'eau)

$H_{CH} < 0 \Rightarrow$ Réservoir enterré ou semi-enterré

En substituant les valeurs de la cote du radier du réservoir et de la cote du terrain naturel au site d'implantation dans l'équation (III.13), on obtient une hauteur de charge H_{CH} égale à $H_{CH1} = H_{CH2} = 84,23$ m.

En raison d'une valeur de H_{CH} fixée à 84,23 m, cela signifie que le réservoir se trouve à une altitude appropriée pour générer la pression requise dans le réseau. Donc, nous choisissons d'utiliser un Réservoir surélevé.

III.12 Détermination de la cote du trop-plein

La cote du trop-plein correspond au niveau maximal admissible de l'eau dans le réservoir. Elle est déterminée en ajoutant à la cote du radier la hauteur utile d'eau ainsi que la hauteur de sécurité (revanche) destinée à éviter tout débordement accidentel. Elle est calculée à l'aide de la relation suivante :

$$CTP = CR + H_e + H \quad (III.13)$$

Où :

CTP : cote du trop-plein (m) ;

CR : cote du radier du réservoir (m) ;

H_e : hauteur utile d'eau dans le réservoir ($H_e = 5$ m) ;

H : hauteur de sécurité ou revanche ($H = 0,50$ m).

En remplaçant les paramètres par leurs valeurs respectives, on obtient :

$$CTP_1 = 1165,71 + 5 + 0,50 = 1171,21 \text{ m.}$$

$$CTP_2 = 1021,52 + 5 + 0,50 = 1027,02 \text{ m}$$

La cote du trop-plein du réservoir est donc :

$$CTP_1 = 1171,21 \text{ m} ; CTP_2 = 1027,02 \text{ m}$$

III.13 Détermination de la cote d'arrivée de l'adduction

La cote d'arrivée de l'adduction est déterminée de manière à permettre l'écoulement de l'eau dans le réservoir avec une chute libre suffisante.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$C_{ad} = CTP + 0,50 \quad (III.14)$$

Où :

C_{ad} : cote d'arrivée de l'adduction (m) ;

CTP : côte du trop-plein (m) ;

Hauteur de chute de l'eau à l'entrée du réservoir : 0,50 m.

L'application numérique de l'équation (III.14), en tenant compte des valeurs de la cote du trop-plein et de la hauteur de chute de l'eau à l'entrée du réservoir, conduit à une cote d'arrivée $C_{ad1} = 1171,71$ m ; $C_{ad2} = 1027,52$ m.

Ainsi, la cote d'arrivée de l'adduction est : $C_{ad1} = 1171,71$ m ; $C_{ad2} = 1027,52$ m.

Le tableau III.2 récapitule les principales caractéristiques hydrauliques et géométriques du réservoir projeté, obtenues à l'issue des différents calculs de dimensionnement.

Tableau III.2 : Caractéristiques hydrauliques du réservoir projeté

Réservoir	V (m ³)	D (m)	He (m)	H _{inc} (m)	CTN (m)	CR (m)	CTP (m)	C _{ad} (m)
R1	9000	48	4,97	0,066	1081,48	1165,71	1171,21	1171,71
R2	9000	48	4,97	0,066	937,29	1021,52	1027,02	1027,52

III.14 Conclusion

Cette étude a permis de dimensionner le complexe de stockage destiné à l'alimentation en eau potable de la zone étudiée. Les calculs réalisés ont conduit à la rétention d'une solution composée de deux réservoirs d'une capacité de 9000 m³ chacun, soit une capacité totale de 18 000 m³, intégrant la réserve nécessaire à la défense contre l'incendie. Les principales caractéristiques géométriques et hydrauliques de l'ouvrage ont également été déterminées, notamment le diamètre, la hauteur d'eau, les différentes cotes de fonctionnement ainsi que le type de réservoir retenu, afin d'assurer une flexibilité d'exploitation et une continuité de service optimale.

CHAPITRE IV

Dimensionnement de l'adduction

Introduction

L'adduction d'eau potable désigne l'ensemble des ouvrages et des conduites permettant d'acheminer l'eau depuis la source de captage jusqu'aux réservoirs de stockage ou aux points de distribution. Elle constitue un élément essentiel de tout système d'alimentation en eau potable et doit garantir un approvisionnement continu et de qualité aux usagers.

La conception d'un système d'adduction repose sur la prise en compte de plusieurs facteurs, notamment les aspects hydrauliques, techniques et économiques. L'objectif est d'assurer un transport efficace de l'eau tout en optimisant les coûts d'investissement, d'exploitation et de maintenance. Ce chapitre est consacré à l'étude et au dimensionnement de l'adduction destinée à alimenter la zone d'étude.

IV.1. Type d'adduction

Les systèmes d'adduction d'eau peuvent être classés en trois catégories principales, selon le mode de transport de l'eau entre la source et le lieu de stockage ou de distribution.

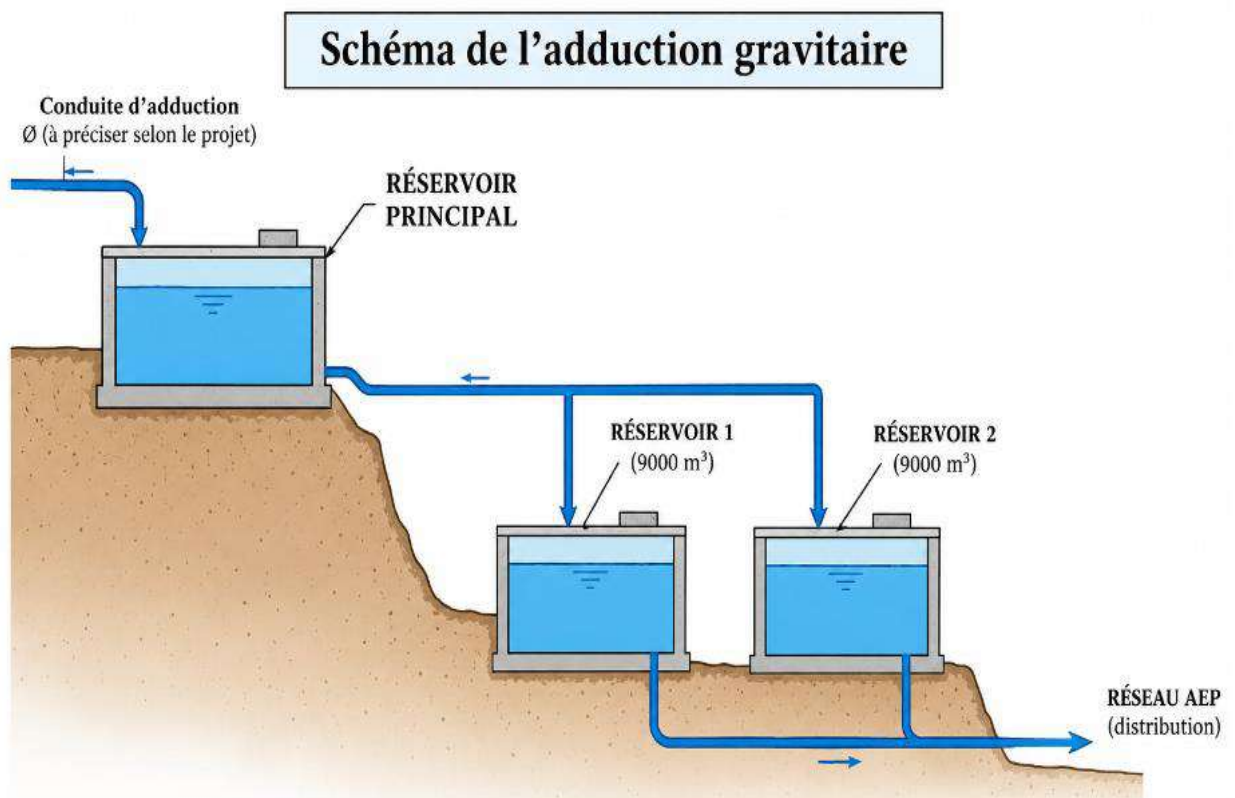


Figure IV.1 : Schéma de principe de l'adduction gravitaire

IV.11 Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, l'eau s'écoule naturellement de la source vers le réservoir de stockage ou de distribution sous l'effet de la gravité, sans nécessiter l'utilisation de pompes. Ce type d'adduction est possible lorsque l'altitude de la source est supérieure à celle du réservoir, ce qui permet à l'eau de circuler naturellement de l'amont vers l'aval.

L'adduction gravitaire constitue une solution simple, fiable et économique, puisqu'elle ne nécessite pas d'apport d'énergie pour le transport de l'eau.

IV.12 Adduction par refoulement

L'adduction par refoulement est utilisée lorsque l'eau ne peut pas s'écouler naturellement de la source vers le réservoir, notamment lorsque la cote de la source est inférieure à celle du point de stockage ou de distribution. Dans ce cas, des pompes sont mises en œuvre pour fournir l'énergie nécessaire au transport de l'eau.



Figure IV.2 : Mode d'adduction des eaux.

Les pompes créent une pression suffisante dans les conduites afin de vaincre la différence de niveau ainsi que les pertes de charge, permettant ainsi d'acheminer l'eau vers des altitudes plus élevées. Ce type d'adduction nécessite une alimentation énergétique et engendre des coûts d'exploitation et de maintenance plus importants que l'adduction gravitaire.

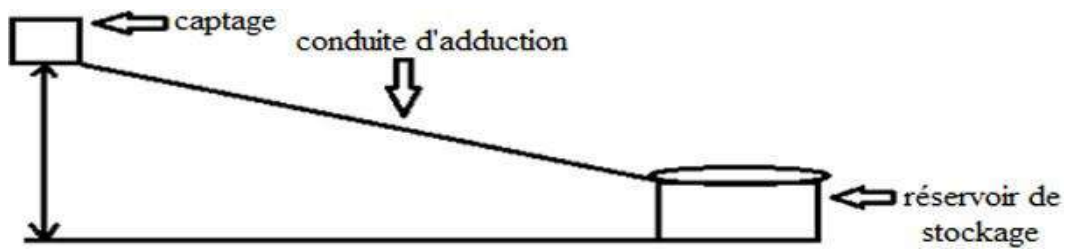


Figure IV.3: Adduction gravitaire.

IV.13 Adduction mixte

L'adduction mixte est un système qui combine les deux modes d'adduction précédents : le refoulement et l'écoulement gravitaire. Dans ce type de configuration, une partie de la conduite fonctionne par pompage, tandis que l'autre assure l'acheminement de l'eau sous l'effet de la gravité.

Afin d'assurer la transition entre les deux modes de fonctionnement et de réguler le débit, un ouvrage intermédiaire est généralement aménagé. Il s'agit d'un réservoir tampon, qui joue le rôle de point de liaison entre la conduite de refoulement et la conduite gravitaire, tout en assurant le stockage temporaire et la régulation de l'alimentation en eau.

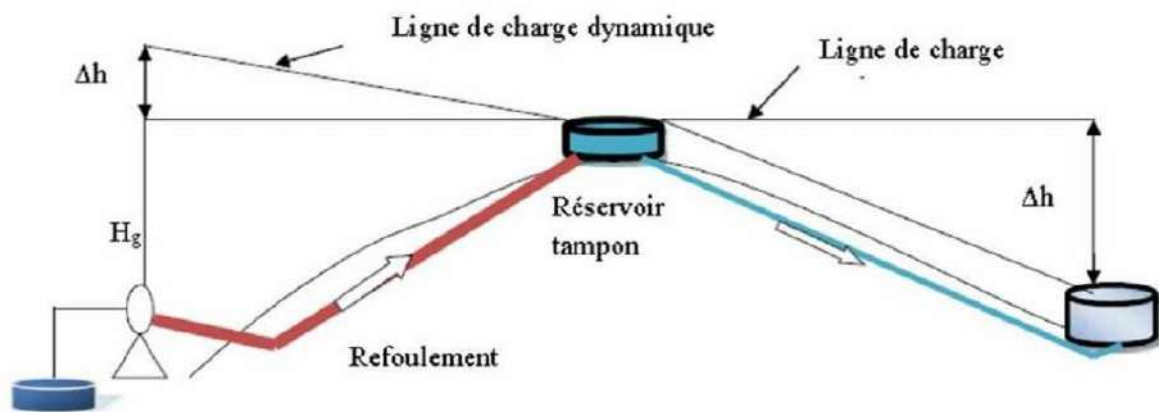


Figure IV.4: Adduction mixte.

Dans le cadre de cette étude, le système d'adduction retenu est une adduction par refoulement. Ce choix s'explique par le fait que la source d'alimentation se situe à une altitude inférieure à celle du réservoir projeté, ce qui ne permet pas un écoulement gravitaire de l'eau. L'utilisation de pompes est donc nécessaire pour assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au réservoir de stockage.

IV2 Choix du tracé des conduites d'adduction

Le choix du tracé des conduites d'adduction doit répondre à des critères techniques et économiques afin d'assurer la sécurité, la fiabilité et la rentabilité de l'ouvrage. Les principaux critères à prendre en considération sont les suivants :

- Choisir un tracé aussi direct et régulier que possible, en évitant les sinuosités inutiles.
- Limiter les changements brusques de direction ; lorsque ceux-ci sont inévitables, prévoir des courbes de grand rayon afin de réduire les pertes de charge et les contraintes hydrauliques.
- Installer des vannes de sectionnement à des emplacements appropriés pour faciliter l'exploitation, l'entretien et les interventions en cas d'incident.
- Privilégier un tracé longeant les routes ou les voies d'accès afin de faciliter les travaux de pose, de maintenance et de réparation.
- Éviter les zones rocheuses, accidentées ou difficiles d'accès afin de réduire les coûts et les difficultés de réalisation.
- Limiter le passage sur des propriétés privées afin d'éviter les contraintes foncières et les éventuels litiges.
- Retenir le tracé le plus court possible entre la source et le réservoir afin de minimiser la longueur des conduites et les coûts de réalisation.

- Adopter un diamètre économique permettant d'assurer un compromis optimal entre les coûts d'investissement et les coûts d'exploitation.

Le respect de ces critères permet de garantir un fonctionnement efficace du système d'adduction tout en optimisant les coûts de construction et de gestion de l'ouvrage.

IV.2. Choix du matériau de la conduite

Le choix du matériau des conduites constitue une étape importante dans la conception d'un réseau d'adduction d'eau potable. Il doit répondre à des exigences techniques et économiques afin de garantir la fiabilité, la durabilité et la rentabilité de l'ouvrage.

IV31. Critères techniques

Le choix du matériau des conduites repose sur plusieurs critères techniques essentiels. Il doit tout d'abord être adapté au diamètre nominal de la conduite ainsi qu'à la pression de service à laquelle celle-ci sera soumise durant son exploitation. Le matériau retenu doit également être compatible avec les conditions de pose et d'installation, qui peuvent varier selon les caractéristiques du projet.

Par ailleurs, la nature du terrain traversé constitue un facteur déterminant, certains sols pouvant présenter des contraintes mécaniques ou chimiques particulières. Le choix du matériau dépend également du type de revêtement utilisé pour assurer sa protection et sa durabilité. Enfin, il est indispensable que la conduite présente une bonne résistance aux agressions chimiques, à la corrosion interne et externe ainsi qu'aux attaques microbiologiques, afin de garantir la pérennité de l'ouvrage et la qualité de l'eau transportée.

IV32. Critères économiques

Sur le plan économique, le choix du matériau de la conduite doit tenir compte de plusieurs facteurs afin d'optimiser les coûts du projet. Il est notamment influencé par la disponibilité du matériau sur le marché, qui conditionne les délais d'approvisionnement et la continuité des travaux. La facilité d'approvisionnement constitue également un critère important, car elle permet de réduire les contraintes logistiques liées au transport et au stockage. Enfin, le choix du matériau dépend de son coût d'achat et de mise en œuvre, qui doit être compatible avec les contraintes budgétaires du projet tout en garantissant les performances techniques requises.

VI.3.3. Types de conduites utilisées en alimentation en eau potable

Les conduites utilisées dans les systèmes d'alimentation en eau potable peuvent être classées en trois grandes catégories : les conduites métalliques (fonte ductile, fonte grise, acier), les conduites

en ciment (béton armé, béton précontraint, amiante-ciment) et les conduites en matériaux thermoplastiques (PVC, PEHD, PEMD et PEBD). Le choix de l'un de ces matériaux dépend des conditions techniques et économiques du projet, ainsi que des performances recherchées en termes de résistance, de durabilité et de facilité de mise en œuvre.

VI.3.4. Choix retenu pour le projet

Dans le cadre de cette étude, le matériau retenu pour les conduites d'adduction est le polyéthylène haute densité (PEHD). Ce choix est justifié par ses nombreux avantages, notamment sa grande durabilité, sa résistance à la corrosion et à la fissuration, sa faible rugosité intérieure limitant les pertes de charge, ainsi que sa facilité de pose. De plus, le PEHD est largement disponible sur le marché, économique et conforme aux normes de potabilité de l'eau. Ces caractéristiques en font un matériau particulièrement adapté aux réseaux d'adduction d'eau potable.



Figure IV.5: Tuyaux en PEHD. [7]

IV.4. Les équipements du système d'adduction

Le bon fonctionnement d'un système d'adduction d'eau nécessite l'installation de plusieurs équipements et accessoires permettant d'assurer l'exploitation, la protection et la maintenance du réseau. Les principaux équipements utilisés sont les vannes de sectionnement, les vannes à papillon, les ventouses, les robinets-vannes à opercule, les ouvrages de vidange, les clapets anti-retours et les crépines.

Ces équipements jouent un rôle essentiel dans la régulation des débits, l'isolement de certaines sections du réseau lors des opérations d'entretien, l'évacuation de l'air accumulé dans les

conduites, la protection contre les retours d'eau ainsi que la prévention de l'introduction d'impuretés dans le système d'adduction.

IV5 Calcul de la conduite d'adduction

Le dimensionnement de la conduite d'adduction gravitaire repose principalement sur le débit à transporter et sur la charge disponible, qui correspond à la différence de niveau entre l'amont et l'aval. Le diamètre de la conduite doit être choisi de manière à garantir l'acheminement du débit requis tout en limitant les pertes de charge.

Pour le calcul des pertes de charge dans les conduites en charge, la relation la plus couramment utilisée est la formule de Darcy–Weisbach, qui permet d'évaluer les pertes d'énergie dues au frottement de l'eau contre les parois de la conduite. Cette formule constitue une base essentielle pour le dimensionnement hydraulique des systèmes d'adduction gravitaire.

Les pertes de charge dans une conduite peuvent être évaluées à l'aide de la relation générale suivante :

$$\Delta H_T = \frac{K' \cdot L \cdot Q^\beta}{D_n^m} \quad (\text{IV.1})$$

Où :

ΔH_T : perte de charge totale (m) ;

K' : coefficient de perte de charge dépendant de la rugosité de la conduite ;

L : longueur de la conduite (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_n : diamètre intérieur de la conduite (m) ;

β : exposant lié au régime d'écoulement ;

m : exposant dépendant de la nature du matériau de la conduite.

Les coefficients K' , m et β varient en fonction de la formule de calcul utilisée ainsi que des caractéristiques du matériau constituant la conduite. Dans le cadre de cette étude, les valeurs retenues pour ces coefficients correspondent aux conduites en PEHD et sont présentées dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1 : Coefficients K' , m et β pour différents types de tuyaux

Type de tuyau	K'	m	B
Acier et fonte	0,00179 – 0,001735	5,1 – 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
PEHD	0,001052	4,772	2

Dans le cadre de cette étude, les conduites étant réalisées en PEHD, les coefficients retenus pour le calcul des pertes de charge sont : $K' = 0,001052$, $m = 4,772$ et $\beta = 2$. Ces valeurs seront utilisées dans les calculs de dimensionnement de l'adduction.

En réarrangeant l'équation (IV.1), le diamètre de la conduite gravitaire s'écrit alors comme suit :

$$D_n = \left(\frac{K' \times L \times Q^\beta}{\Delta H_T} \right)^{\frac{1}{m}} \quad (\text{IV.2})$$

IV51. Pertes de charge totales

Les pertes de charge totales correspondent à la somme des pertes de charge linéaires, dues au frottement de l'eau le long de la conduite, et des pertes de charge singulières, provoquées par la présence d'accessoires tels que les coudes, les vannes, les tés et les changements de section.

Dans les calculs de dimensionnement, les pertes de charge singulières sont généralement estimées à 10 % des pertes de charge linéaires. Ainsi, les pertes de charge totales peuvent être évaluées par la relation suivante :

$$\Delta H_T = 1,1 \Delta H_L \quad (\text{IV.3})$$

Où :

ΔH_T : pertes de charge totales (m) ;

ΔH_L : pertes de charge linéaires (m).

IV52. Vérification de la vitesse d'écoulement

Après le calcul du diamètre de la conduite, la vitesse d'écoulement doit être vérifiée afin de garantir un fonctionnement optimal du réseau. Une vitesse trop faible favorise la sédimentation, tandis qu'une vitesse trop élevée augmente les pertes de charge et peut provoquer l'usure des conduites. Les vitesses doivent donc rester dans des limites admissibles pour assurer la fiabilité et la durabilité du système d'adduction.

La vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$v = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (\text{IV.4})$$

Où :

v : vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s) ;

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

D : diamètre intérieur de la conduite (m).

IV53 Application numérique

- Calcul de la perte de charge totale

La charge disponible correspond à la différence entre les charges piézométriques au niveau du point amont et du point aval : $\Delta H_{L1} = CP_{1-1} - CP_{1-2} = 1099 - 1095 = 4 \text{ m}$

$$\Delta H_{L2} = CP_{2-1} - CP_{2-2} = 1099 - 989 = 110 \text{ m}$$

Les pertes de charge totales : $\Delta H_{T1} = 1,1 \times \Delta H_{L1} = 1,1 \times 4 = 4,4 \text{ m}$

$$\Delta H_{T2} = 1,1 \times \Delta H_{L2} = 1,1 \times 110 = 121 \text{ m}$$

- Calcul du diamètre de la conduite

Pour une conduite en PEHD, les coefficients adoptés sont : $K = 0,001052$; $m = 4,772$; $\beta\beta = 2$.

Le diamètre théorique de la conduite est :

Le diamètre normalisé immédiatement supérieur est donc : $D_{N1} = 1400 \text{ mm}$; $D_{N2} = 800 \text{ mm}$.

$$D_1 = \left(\frac{0,001052 \cdot 10015 \cdot 1,44226^2}{4,4} \right)^{\frac{1}{4,772}} = 1,399 \text{ m}$$

$$D_1 = \left(\frac{0,001052 \cdot 18000 \cdot 1,44226^2}{121} \right)^{\frac{1}{4,772}} = 0,790 \text{ m}$$

- Vérification de la vitesse d'écoulement

La vitesse d'écoulement est :

$$v1 = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 1,44226}{\pi \cdot 1,4^2} = 0,94 \text{ m/s}$$

$$v1 = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 1,44226}{\pi \cdot 0,8^2} = 2,86 \text{ m/s}$$

La vitesse obtenue est conforme aux recommandations usuelles pour les conduites d'adduction d'eau potable. Le diamètre normalisé DN 1400mm est donc retenu, car il assure des conditions d'écoulement satisfaisantes tout en garantissant le bon fonctionnement hydraulique du système.

IV.7. Conclusion

L'étude hydraulique de l'adduction a permis de déterminer les caractéristiques optimales de la conduite. Pour un débit de 2884,52 l/s et une longueur de $L_1=10015$ m et $L_2=18000$ m, le calcul a conduit à un diamètre théorique de 1399 mm et de 790 mm, ce qui a justifié le choix d'une conduite en PEHD de diamètre normalisé DN 1400 mm et DN 800. La vitesse d'écoulement obtenue, égale à 0,94 m/s et 2,86 m/s, est conforme aux recommandations en vigueur. Le diamètre retenu garantit ainsi un fonctionnement fiable et satisfaisant du système d'adduction.

CHAPITRE V

Étude du réseau de distribution

Introduction

Le réseau de distribution constitue le dernier maillon du système d'alimentation en eau potable. Il assure l'acheminement de l'eau des réservoirs vers les consommateurs et doit garantir des débits et des pressions adaptés aux besoins. Sa conception repose sur une étude hydraulique permettant de déterminer les diamètres des conduites et de vérifier les conditions de fonctionnement, notamment en période de pointe.

Selon la configuration urbaine et les contraintes topographiques, le réseau peut être ramifié ou maillé. Les conduites, généralement enterrées sous les voies de circulation ou les trottoirs, sont complétées par différents équipements nécessaires à l'exploitation et à la maintenance, tels que les branchements, raccords, vannes, dispositifs de comptage et bornes d'incendie [1].

V1 Différents types de réseaux

Les réseaux de distribution d'eau potable peuvent être classés selon plusieurs critères. Les principales configurations sont les suivantes :

V1.1 Réseau ramifié

Le réseau ramifié présente une structure arborescente, constituée de conduites principales, secondaires et tertiaires, dans laquelle l'écoulement s'effectue généralement de l'amont vers l'aval. Ce type de configuration est principalement utilisé dans les petites agglomérations, notamment rurales, en raison de sa simplicité de conception et de son coût de réalisation relativement faible.

Cependant, l'absence de possibilités d'alimentation en retour constitue une limite importante. En cas de rupture d'une conduite principale, l'alimentation des usagers situés en aval peut être interrompue. Malgré son caractère économique, le réseau ramifié offre ainsi une sécurité et une souplesse d'exploitation limitées [2].

V1.2 Réseau maillé

Le réseau maillé est constitué de conduites formant une ou plusieurs boucles fermées, permettant à l'eau d'emprunter plusieurs chemins pour atteindre les différents consommateurs. Cette configuration est particulièrement adaptée aux zones urbaines à forte densité de population et d'abonnés.

Grâce à la multiplicité des chemins d'alimentation, le réseau maillé offre une meilleure continuité de service et une plus grande souplesse d'exploitation. En cas de rupture d'une

conduite, l'alimentation peut être maintenue par un autre itinéraire, limitant ainsi l'étendue des interruptions de service [2].

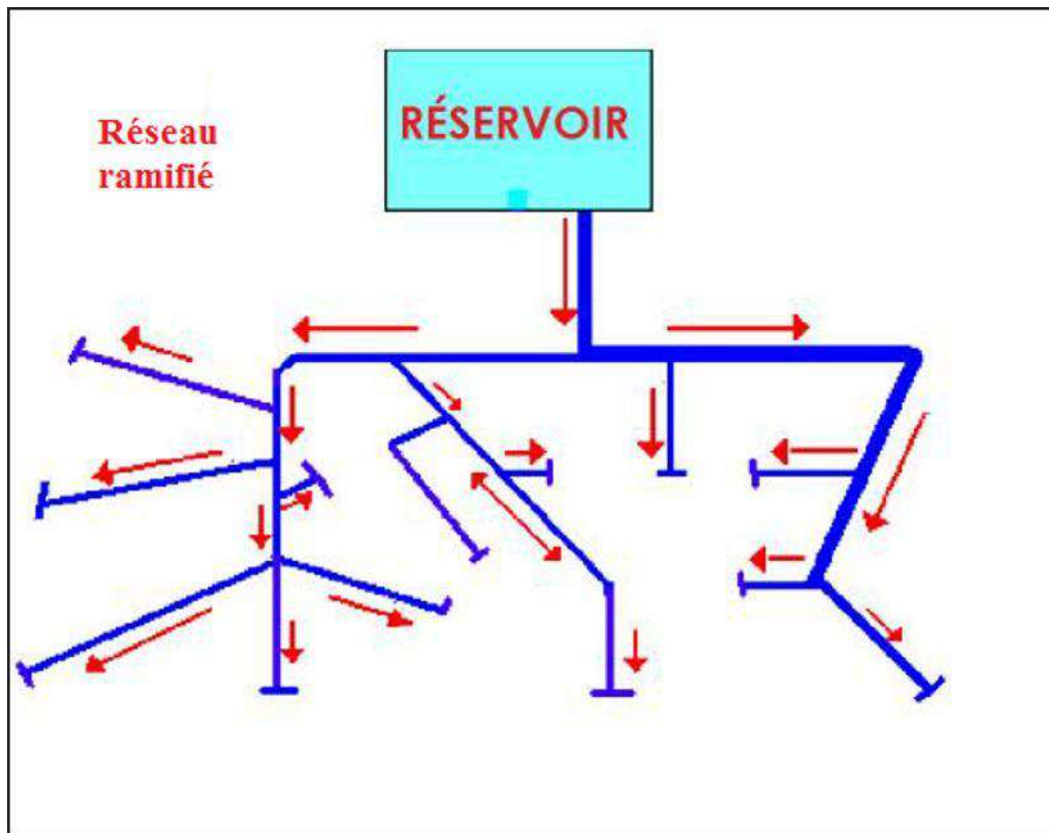


Figure V.1. Schéma d'un réseau ramifié.

Les principaux avantages du réseau maillé sont les suivants :

- Possibilité d'alimentation en retour ;
- Continuité accrue du service en cas d'incident ;
- Isolement facile du tronçon défectueux par la manœuvre des vannes appropriées ;
- Meilleure répartition des débits et des pressions dans le réseau.

V.13 Réseau mixte

Le réseau mixte associe les caractéristiques des réseaux maillé et ramifié, permettant ainsi de s'adapter aux différentes configurations urbaines et topographiques. Il est particulièrement adapté aux agglomérations présentant des zones aux caractéristiques variées, notamment des secteurs plats et d'autres plus accidentés. Cette configuration permet de combiner la simplicité du réseau ramifié avec la continuité de service offerte par le réseau maillé.

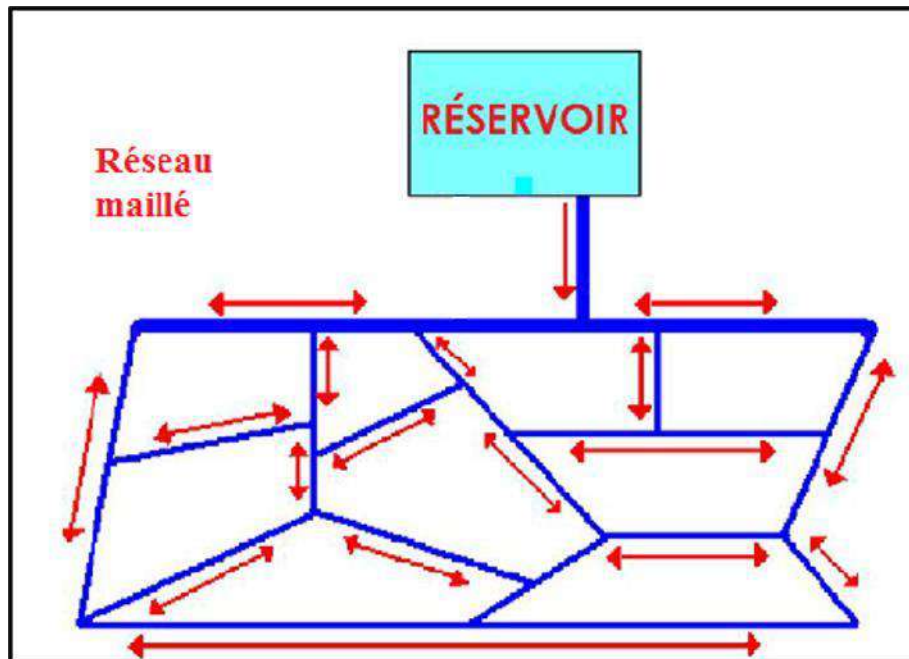


Figure V.2. Schéma d'un réseau maillé.

V2 Critères de conception et de dimensionnement

La conception et le dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable reposent sur plusieurs critères techniques, économiques et topographiques, visant à assurer un fonctionnement efficace, fiable et durable du système [3]. Les principaux paramètres à prendre en compte sont les suivants :

- La localisation des zones à desservir ;
- La répartition des principaux consommateurs ;
- La topographie et les caractéristiques du terrain ;
- La nécessité d'assurer un service continu, fiable et adaptable aux évolutions futures.

Le choix du tracé du réseau doit également répondre à plusieurs exigences techniques afin d'optimiser les conditions de réalisation et d'exploitation [4] :

- Réduire au minimum les franchissements d'obstacles naturels ou artificiels (routes, ravines, oueds, etc.) ;
- Assurer le passage des conduites principales à travers les zones à desservir tout en prévoyant l'implantation des conduites secondaires ;
- Éviter les terrains rocheux nécessitant des travaux de terrassement importants ;

- Limiter les pentes excessives susceptibles d'affecter le fonctionnement hydraulique du réseau ;
- Tenir compte des contraintes foncières ainsi que des autorisations administratives requises.

Par ailleurs, le choix du matériau des conduites constitue un élément important de la conception du réseau. Il doit être effectué en fonction de plusieurs critères techniques, économiques et environnementaux [5] :

- Le diamètre des conduites ;
- La pression de service à supporter ;
- Le coût d'acquisition et la durabilité du matériau ;
- La disponibilité sur le marché ;
- Les conditions de transport, de manutention et de mise en œuvre.

Enfin, le dimensionnement hydraulique du réseau repose principalement sur les paramètres suivants [6] :

- Le débit de calcul ;
- Le diamètre des conduites ;
- La pression de service ;
- La vitesse d'écoulement de l'eau.

La prise en compte de l'ensemble de ces critères permet de concevoir un réseau répondant aux besoins actuels et futurs de la population, tout en assurant un fonctionnement fiable et des conditions d'exploitation optimales.

V3 Calcul hydraulique du réseau de distribution

Le dimensionnement hydraulique constitue une étape fondamentale de la conception d'un réseau de distribution d'eau potable. Il vise à déterminer les principaux paramètres des conduites, notamment les débits, les diamètres, les vitesses d'écoulement et les pressions aux différents points du réseau. Cette analyse permet de garantir une desserte satisfaisante des consommateurs et un fonctionnement conforme aux exigences hydrauliques.

V31 Détermination des débits du réseau

Le calcul des débits d'un réseau maillé s'effectue selon une démarche hydraulique progressive, visant à déterminer les débits transitant dans les différentes conduites à partir des besoins affectés aux nœuds du réseau [7]. Les principales étapes sont les suivantes :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon constituant le réseau ;
- Calculer le débit spécifique correspondant à l'heure de pointe ;
- Évaluer les débits en route à partir du débit spécifique pour les différentes situations de fonctionnement considérées (heure de pointe, heure de pointe majorée du débit d'incendie, etc.) ;
- Déterminer les débits équivalents concentrés aux nœuds du réseau.

a. Débit de pointe

Le débit de pointe correspond au débit maximal de consommation enregistré durant l'heure la plus chargée de la journée. Il constitue le débit de référence pour le dimensionnement hydraulique du réseau de distribution, notamment pour la détermination des débits dans les conduites et la vérification des conditions de pression et de vitesse.

Dans le cadre de cette étude, le débit de pointe retenu est $Q_p = 343927,27 \text{ m}^3/\text{j} = 3980,64 \text{ L/s}$.

b. Débit spécifique

Le débit spécifique correspond au débit de consommation rapporté à l'unité de longueur du réseau. Il constitue un paramètre de calcul permettant d'évaluer les débits en route associés à chaque tronçon de conduite [8]. Sa valeur est déterminée par la relation suivante :

$$Q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

Q_{sp} : débit spécifique (L/s.m) ;

Q_p : débit de pointe de la zone considérée (L/s) ;

L_i : somme des longueurs des tronçons du réseau assurant la distribution (m).

À partir du débit de pointe du réseau, estimé à 3980,64 L/s, et de la longueur totale des conduites de distribution, égale à 31873,28 m, le débit spécifique a été calculé selon l'équation (V.1).

La valeur obtenue est de 0,12488955352 L/s/m, ce qui signifie que chaque mètre linéaire de conduite distribue en moyenne 0,12488955352 L/s.

c. Débit en route

Dans un réseau de distribution, le débit en route correspond à la consommation répartie le long d'un tronçon de conduite. Il permet de traduire les besoins en eau associés à chaque tronçon en fonction de sa longueur [9]. Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \quad (V.2)$$

Avec :

Q_r : débit en route (L/s.m) ;

d. Débits aux nœuds

Pour le calcul hydraulique d'un réseau, les consommations sont affectées aux différents nœuds sous forme de débits nodaux. Pour chaque nœud, la demande est obtenue à partir des débits en route des tronçons qui y aboutissent. En pratique, la contribution de chaque tronçon est généralement prise égale à la moitié de son débit en route, à laquelle sont ajoutées, le cas échéant, les consommations concentrées au niveau du nœud considéré [10].

Les débits nodaux sont calculés à l'aide de la relation suivante :

$$Q_{Ni} = 0,5 \sum Q_{r_i} + \sum Q_{conc} \quad (V.3)$$

Avec :

Q_{Ni} : débit nodal au niveau du nœud (i) (L/s) ;

$\sum Q_{r_i}$: somme des débits en route des tronçons raccordés au nœud (i) (L/s) ;

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au niveau du nœud (i) (L/s).

V32 Calcul des débits en route et des débits aux nœuds

La zone d'étude est desservie par un réseau de distribution de type maillé, comprenant 19 nœuds, 27 tronçons et 9 mailles. À partir du débit spécifique déterminé précédemment, les débits en route de chaque tronçon ainsi que les débits nodaux ont été calculés pour l'ensemble du réseau. Parmi les différents points de distribution, le nœud présentant la cote altimétrique maximale est situé à 1082 m, comme le montre la figure V.3.

Les résultats obtenus pour les différents tronçons et nœuds sont synthétisés dans le tableau suivant, qui présente les valeurs calculées des débits en route et des débits nodaux.

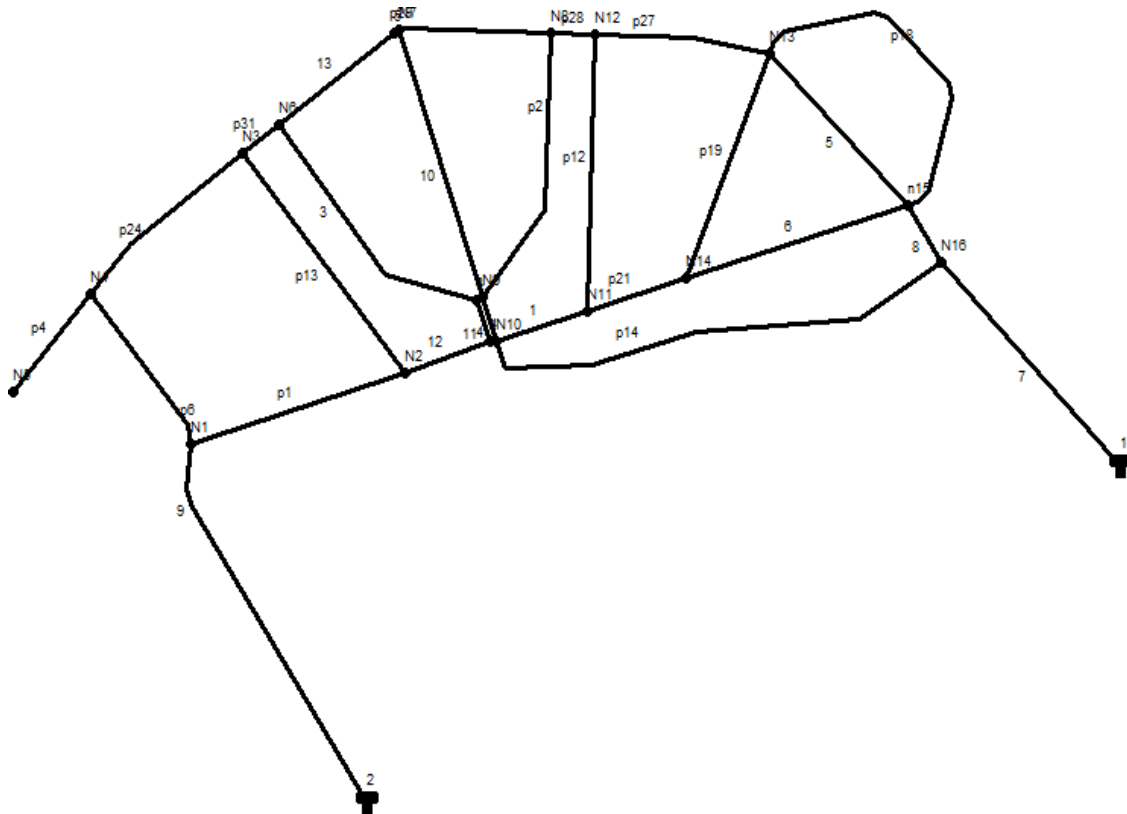


Figure V.3. Schéma du réseau de distribution de la zone d'étude

a. Calcul des débits en route

Le débit en route correspond au débit uniformément réparti le long d'un tronçon du réseau de distribution. Il est déterminé à partir de la relation (V.2).

Les résultats du calcul des débits en route sont regroupés dans le tableau V.2.

Tableau V.1. Calcul des débits en route.

Tronçon	Longueur (m)	Q_{sp} (L/s/m)	Q_r (L/s)
Tuyau p1	1541	0,12488955352	488,21
Tuyau p2	1881		11,08
Tuyau p4	853,6		53,3
Tuyau p6	1210		715,45
Tuyau p12	1824		19,52
Tuyau p13	1818		23,63
Tuyau p14	3313		500,43
Tuyau p18	2407		25,79
Tuyau p19	1588		25,06
Tuyau p21	710,5		479,35
Tuyau p24	1400		445,87
Tuyau p27	1205		367,79
Tuyau p28	308,9		178,88

Tronçon	Longueur (m)	Q_{sp} (L/s/m)	Q_r (L/s)
Tuyau p29	1036	0,124889554	11,48
Tuyau p31	308,9		249,26
Tuyau 1	655,95		260,6
Tuyau 4	308,95		493,9
Tuyau 7	2004,52		2605,17
Tuyau 9	2694		1375,45
Tuyau 5	1418		730,19
Tuyau 6	1587,57		747,08
Tuyau 8	454,93		1869,45
Tuyau 10	2161,08		211,12
Tuyau 3	1881		16,87
Tuyau 11	308,95		153,62
Tuyau 12	655,95		213,87
Tuyau 13	1036		64,69

b. Détermination des débits aux nœuds

Le débit nodal correspond au débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau de distribution. Il est déterminé à l'aide de l'équation (V.3). Dans le présent cas, le débit concentré est nul, soit ($Q_{conc} = 0$). Par conséquent, l'équation (V.3) se simplifie comme suit :

$$Q_{N_i} = 0,5 \sum Q_{r_i} \quad (V.4)$$

Le tableau (V.3) présente, pour chaque maille du réseau, les tronçons associés, leurs longueurs, ainsi que le débit spécifique et les débits en route (Q_r).

Tableau V.2. Calcul des débits aux nœuds

N° de Nœud	Tronçon	Longueur	Débit spécifique	Débit en route	Somme des Q_r	Débit Nodale
1	1--2	1 541,00	0,12488955352	192,45	343,57116	171,79
	1--4	1 210,00		151,12		
2	2--1	1 541,00		192,45	501,42531	250,71
	2--3	1 818,00		227,05		
	2--18	655,95		81,92		
3	3--2	1 818,00		227,05	440,47297	220,24
	3--4	1 400,00		174,85		
	3--6	308,90		38,58		
4	4--3	1 400,00		174,85	432,56746	216,28
	4--5	853,60		106,61		
	4--1	1 210,00		151,12		
5	5--4	853,60		106,61	106,60572	53,30
6	6--3	308,90		38,58	402,88121	201,44

	6--17	1 881,00		234,92		
	6--19	1 036,00		129,39		
7	7--8	1 036,00		129,39	399,28189	199,64
	7--9	2 161,08		269,90		
8	8--7	1 036,00	0,12488955352	129,39	402,88121	201,44
	8--12	308,90		38,58		
	8--9	1 881,00		234,92		
9	9--8	1 881,00		234,92	543,39819	271,70
	9--10	308,95		38,58		
	9--7	2 161,08		269,90		
10	10--11	655,95		81,92	534,26502	267,13
	10--16	3 313,00		413,76		
	10--9	308,95		38,58		
11	11--10	655,95	0,12488955352	81,92	398,45388	199,23
	11--12	1 824,00		227,80		
	11--14	710,50		88,73		
12	12--11	1 824,00		227,80	416,86884	208,43
	12--8	308,90		38,58		
	12--13	1 205,00		150,49		
13	13--12	1 205,00		150,49	826,51907	413,26
	13--14	1 588,00		198,32		
	13--15	1 418,00		177,09		
	13--15'''	2 407,00		300,61		
14	14--11	710,50	0,12488955352	88,73	485,32955	242,66
	14--13	1 588,00		198,32		
	14--15	1 587,57		198,27		
15	15--13	1 418,00		177,09	732,78946	366,39
	15"--13	2 407,00		300,61		
	15--14	1 587,57		198,27		
	15--16	454,93		56,82		
16	16--15	454,93		56,82	470,57510	235,29
	16--10	3 313,00		413,76		
17	17--18	308,95		38,58	273,50188	136,75
	17--6	1 881,00		234,92		
18	18--2	655,95		81,92	120,50593	60,25
	18--17	308,95		38,58		
19	19--6	1 036,00		129,39	129,38558	64,69

En respectant le principe de conservation de la masse, une répartition arbitraire des débits est réalisée le long des conduites du réseau. Cette étape permet d'attribuer, de manière initiale, les débits aux différents tronçons en vue de l'analyse hydraulique du réseau.

Tableau V.3. Répartition arbitraire des débits.

Tronçon	Diamètre (mm)	Débit (L/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau p1	800	488,21	0,97
Tuyau p2	160	11,08	0,55
Tuyau p4	200	53,3	1,7
Tuyau p6	800	715,45	1,42
Tuyau p12	200	19,52	0,62
Tuyau p13	200	23,63	0,75
Tuyau p14	800	500,43	1
Tuyau p18	250	25,79	0,53
Tuyau p19	250	25,06	0,51
Tuyau p21	800	479,35	0,95
Tuyau p24	600	445,87	1,58
Tuyau p27	600	367,79	1,3
Tuyau p28	400	178,88	1,42
Tuyau p29	160	11,48	0,57
Tuyau p31	400	249,26	1,98
Tuyau 1	600	260,6	0,92
Tuyau 4	800	493,9	0,98
Tuyau 7	1500	2605,17	1,47
Tuyau 9	1200	1375,45	1,22
Tuyau 5	800	730,19	1,45
Tuyau 6	1000	747,08	0,95
Tuyau 8	1200	1869,45	1,65
Tuyau 10	600	211,12	0,75
Tuyau 3	200	16,87	0,54
Tuyau 11	400	153,62	1,22
Tuyau 12	400	213,87	1,7
Tuyau 13	400	64,69	0,51

Le tableau (V.4) ci-dessous présente la répartition arbitraire des débits adoptée.

Tableau V.4. Détermination des pertes de charge et calcul des pressions aux nœuds
(Répartition initiale)

N° de Nœud	Tronçon	Longueur	D (m)	Q (L/s)	J (m/m)	ΔH (m)	CTN (m)	Pression (m)	Cp (m)
1	1--2	1 541,00	800	192,45	0,0002327074	0,35860212	882,57	104,25	986,82
	1--4	1 210,00	800	151,12	0,0001434889	0,17362155			
2	2--1	1 541,00	800	192,45	0,0002327074	0,35860212	928,02	57,49	985,51
	2--3	1 818,00	200	227,05	0,6275740044	1140,92954			
	2--18	655,95	400	81,92	0,0018560003	1,2174434			
3	3--2	1 818,00	200	227,05	0,6275740044	1140,92954	969,6	116,52	1086,12
	3--4	1 400,00	600	174,85	0,0009239983	1,29359757			
	3--6	308,9	400	38,58	0,0004116448	0,12715707			
4	4--3	1 400,00	600	174,85	0,0009239983	1,29359757	950,73	139,24	1089,97
	4--5	853,6	200	106,61	0,1383623151	118,106072			
	4--1	1 210,00	800	151,12	0,0001434889	0,17362155			
5	5--4	853,6	200	106,61	0,1383623151	118,106072	1004,23	85,69	1089,92
6	6--3	308,9	400	38,58	0,0004116448	0,12715707	850,59	122,69	973,28
	6--17	1 881,00	200	234,92	0,6718339056	1263,71958			
	6--19	1 036,00	400	129,39	0,0046301982	4,79688535			
7	7--8	1 036,00	160	129,39	0,6892107299	714,022316	856,98	127,7	984,68
	7--9	2 161,08	600	269,9	0,0022016367	4,75791299			
8	8--7	1 036,00	160	129,39	0,6892107299	714,022316	928,71	159,69	1088,4
	8--12	308,9	400	38,58	0,0004116448	0,12715707			
	8--9	1 881,00	160	234,92	2,2719072042	4273,45745			
9	9--8	1 881,00	160	234,92	2,2719072042	4273,45745	964,74	126,22	1090,96
	9--10	308,95	800	38,58	0,0000093519	0,00288926			
	9--7	2 161,08	600	269,9	0,0022016367	4,75791299			
10	10--11	655,95	600	81,92	0,0002028242	0,13304253	982,96	104,42	1087,38
	10--16	3 313,00	800	413,76	0,0010756510	3,56363178			

N° de Noeud	Tronçon	Longueur	D (m)	Q (L/s)	J (m/m)	ΔH (m)	CTN (m)	Pression (m)	Cp (m)
	10--9	308,95	800	38,58	0,0000093519	0,00288926			
11	11--10	655,95	600	81,92	0,0002028242	0,13304253	881,72	98,68	980,4
	11--12	1 824,00	200	227,8	0,6317269037	1152,26987			
	11--14	710,5	800	88,73	0,0000494670	0,03514628			
12	12--11	1 824,00	200	227,8	0,6317269037	1152,26987	959,4	130,84	1090,24
	12--8	308,9	400	38,58	0,0004116448	0,12715707			
	12--13	1 205,00	600	150,49	0,0006844712	0,82478777			
13	13--12	1 205,00	600	150,49	0,0006844712	0,82478777	1082,59	10,61	1093,2
	13--14	1 588,00	250	198,32	0,1415879487	224,841663			
	13--15	1 418,00	800	177,09	0,0001970437	0,2794079			
	13--15"	2 407,00	250	300,61	0,3253120193	783,026031			
14	14--11	710,5	800	88,73	0,0000494670	0,03514628	1056,54	35,99	1092,53
	14--13	1 588,00	250	198,32	0,1415879487	224,841663			
	14--15	1 587,57	1000	198,27	0,0000730398	0,11595583			
15	15--13	1 418,00	800	177,09	0,0001970437	0,2794079	988,65	102,89	1091,54
	15"--13	2 407,00	250	300,61	0,3253120193	783,026031			
	15--14	1 587,57	1000	198,27	0,0000730398	0,11595583			
	15--16	454,93	1200	56,82	0,0000022168	0,00100847			
16	16--15	454,93	1200	56,82	0,0000022168	0,00100847	892,91	85,09	978
	16--10	3 313,00	800	413,76	0,0010756510	3,56363178			
17	17--18	308,95	400	38,58	0,0004116448	0,12717765	950,73	30,06	980,79
	17--6	1 881,00	200	234,92	0,6718339056	1263,71958			
18	18--2	655,95	400	81,92	0,0018560003	1,2174434	959,4	22,33	981,73
	18--17	308,95	400	38,58	0,0004116448	0,12717765			
19	19--6	1 036,00	400	129,39	0,0046301982	4,79688535	928,71	48,68	977,39
R 1	R1--16	2004,52	1500	250,34	0,0000127247	0,02550694	1093	2	1095
R 2	R2--1	2694	1200	336,45	0,0000777244	0,20938943	987	2	989

V4 Calcul du réseau par le logiciel Epanet

V41 Présentation du logiciel EPANET

EPANET est un logiciel destiné à la modélisation et à l'analyse hydraulique des réseaux d'alimentation en eau potable. Il permet de simuler le comportement du réseau dans différentes conditions de fonctionnement et d'analyser plusieurs paramètres hydrauliques, notamment les débits, les pressions et les niveaux d'eau. Son utilisation facilite ainsi l'étude, le dimensionnement et la vérification des performances des réseaux de distribution d'eau potable.

EPANET offre plusieurs fonctionnalités permettant notamment :

- La modélisation de la structure d'un réseau de distribution d'eau ;
- La simulation hydraulique en régime permanent et en période étendue ;
- Le calcul des débits dans les conduites et des pressions aux nœuds ;
- L'analyse des niveaux d'eau dans les réservoirs et les châteaux d'eau ;
- La modélisation des pompes et de leurs courbes caractéristiques ;
- La modélisation des différents types de vannes ;
- La prise en compte des variations de la demande en eau au cours du temps ;
- L'analyse des pertes de charge dans les conduites ;
- L'évaluation des vitesses d'écoulement et des conditions de fonctionnement du réseau ;
- La simulation de la qualité de l'eau, notamment le temps de séjour et la concentration de certains constituants.

EPANET permet également de représenter graphiquement les différents éléments du réseau et d'en modifier les caractéristiques. Les résultats de la simulation peuvent être exploités sous forme de tableaux ou de graphiques, facilitant ainsi l'analyse et l'interprétation du comportement hydraulique du réseau.

La modélisation d'un réseau sous EPANET nécessite la saisie de plusieurs données décrivant sa configuration et ses conditions de fonctionnement, notamment :

- La structure et la configuration du réseau ;
- Les caractéristiques géométriques des conduites, telles que la longueur et le diamètre ;
- Le matériau et la rugosité des conduites ;
- Les altitudes des nœuds ;
- Les consommations d'eau aux différents nœuds ;
- Les caractéristiques des réservoirs et des bâches ;

- Les courbes caractéristiques des pompes ;
- Les caractéristiques et réglages des vannes.

EPANET permet de représenter les principaux éléments d'un réseau d'alimentation en eau potable, notamment les nœuds de demande, les conduites, les réservoirs, les bâches, les pompes et les vannes. Il offre également la possibilité de réaliser des simulations sur une période donnée afin d'analyser l'évolution des conditions de fonctionnement du réseau en fonction des variations de la demande en eau.

Grâce à ses fonctions de modélisation et d'analyse hydraulique, EPANET constitue un outil adapté à l'étude des réseaux de distribution d'eau potable. Il permet notamment de vérifier les débits et les pressions aux différents nœuds et dans les conduites, d'identifier les éventuelles insuffisances hydrauliques et d'évaluer différentes configurations du réseau avant leur mise en œuvre.

V42 Utilisation et modélisation du réseau avec Epanet

La mise en place d'un modèle hydraulique d'un réseau de distribution d'eau potable sous EPANET comprend plusieurs opérations nécessaires à la représentation et à la simulation du réseau, conformément au manuel d'utilisation du logiciel :

- Élaborer le schéma du réseau représentant le système de distribution d'eau ou importer sa description à partir d'un fichier texte ou d'un métafichier.
- Renseigner les caractéristiques des différents composants du réseau (conduites, nœuds, réservoirs, pompes, vannes, etc.).
- Définir les conditions de fonctionnement du système.
- Configurer les paramètres et les options de simulation.
- Exécuter la simulation hydraulique et, si nécessaire, l'analyse de la qualité de l'eau.
- Exploiter et interpréter les résultats obtenus à partir de la simulation.

V5 Résultats de la simulation du réseau avec Epanet

La simulation hydraulique a été effectuée sous EPANET à partir des principales caractéristiques du réseau, notamment les demandes aux nœuds, les cotes altimétriques, ainsi que les longueurs et les diamètres des conduites. L'exploitation des résultats obtenus permet d'apprécier les débits, les pressions et, plus globalement, les conditions hydrauliques de fonctionnement du réseau.

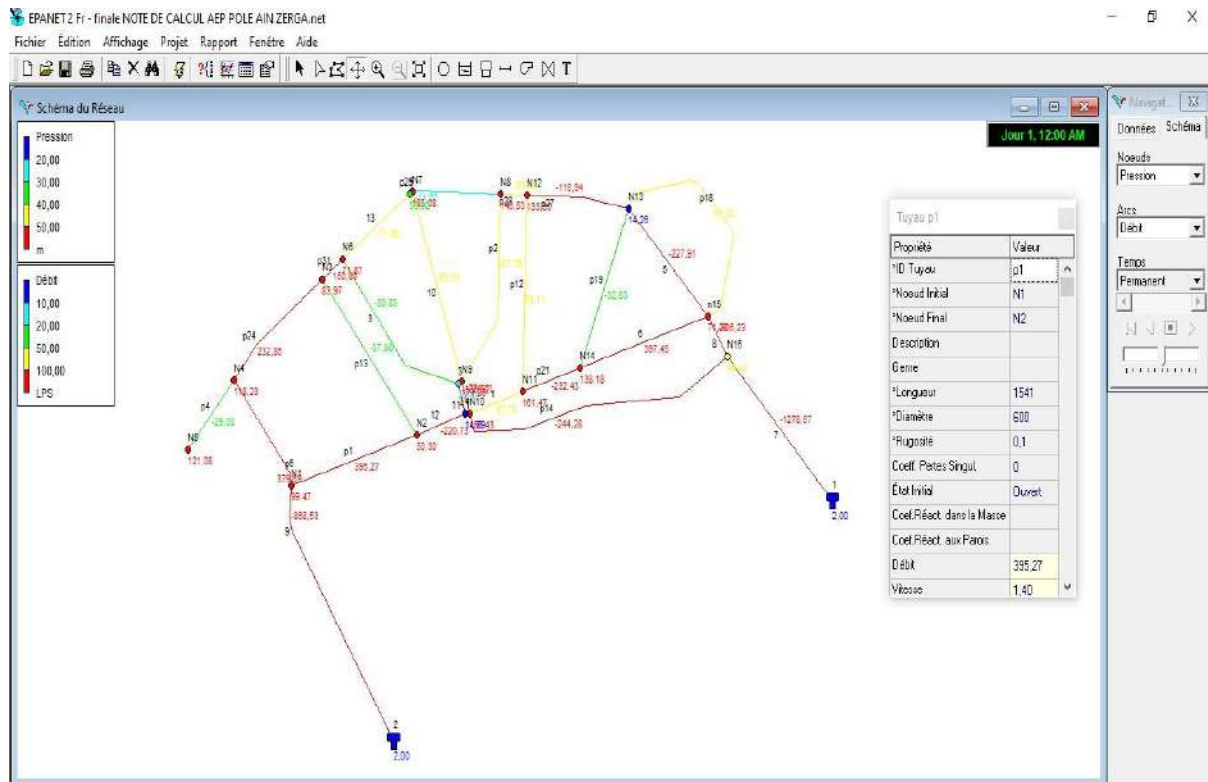


Figure V.4. Réseau simulé avec le logiciel EPANET

V51 Vitesses d'écoulement

Les résultats du tableau (V.6) montrent une répartition cohérente des débits dans le réseau. Les vitesses d'écoulement, comprises entre 0,52 et 1,48 m/s, respectent les normes recommandées. Les pertes de charge sont plus élevées dans les conduites de faible diamètre et de grande longueur. Globalement, le réseau présente un fonctionnement hydraulique satisfaisant.

Tableau V.5. Caractéristiques hydrauliques et calcul des pertes de charge par tronçon du réseau

Label	Nœuds		Longueur (m)	D (mm)	Q (L/s)	Vitesse (m/s)	Pert de charge (m)	
	Départ	Final					Unitaire	Linéaire
Tuyau p1	J1	J2	1541	800	488,21	0,97	0,0014976	2,0979623
Tuyau p2	J8	J9	1881	160	11,08	0,55	0,0050539	8,6422383
Tuyau p4	J4	J5	853,6	200	53,3	1,7	0,0345841	26,837254
Tuyau p6	J4	J1	1210	800	715,45	1,42	0,0032161	3,5377378
Tuyau p12	J11	J12	1824	200	19,52	0,62	0,0046385	7,6915472
Tuyau p13	J2	J3	1818	200	23,63	0,75	0,0067975	11,234418
Tuyau p14	J16	J10	3313	800	500,43	1	0,0015735	4,7390338

Tuyau p18	J13	J15	2407	250	25,79	0,53	0,0023944	5,2393734
Tuyau p19	J13	J14	1588	250	25,06	0,51	0,0022608	3,2637224
Tuyau p21	J11	J14	710,5	800	479,35	0,95	0,0014437	0,9325052
Tuyau p24	J3	J4	1400	600	445,87	1,58	0,0060084	7,6470114
Tuyau p27	J12	J13	1205	600	367,79	1,3	0,0040883	4,4785155
Tuyau p28	J8	J12	308,9	400	178,88	1,42	0,0088496	2,4851176
Tuyau p29	J7	J8	1036	160	11,48	0,57	0,0054254	5,1097712
Tuyau p31	J3	J6	308,9	400	249,26	1,98	0,0171832	4,8253471
Tuyau 1	J10	J11	655,95	600	260,6	0,92	0,0020525	1,2239587
Tuyau 4	J9	J10	308,95	800	493,9	0,98	0,0015327	0,430475
Tuyau 7	R1	J16	2004,52	1500	2605,17	1,47	0,001378	2,5111767
Tuyau 9	R2	J1	2694	1200	1375,45	1,22	0,001299	3,181344
Tuyau 5	J15	J13	1418	800	730,19	1,45	0,00335	4,3184678
Tuyau 6	J14	J15	1587,57	1000	747,08	0,95	0,001037	1,4966496
Tuyau 8	J15	J16	454,93	1200	1869,45	1,65	0,0023996	0,9924205
Tuyau 10	J7	J9	2161,08	600	211,12	0,75	0,0013471	2,6465298
Tuyau 3	J6	J17	1881	200	16,87	0,54	0,0034646	5,9244523
Tuyau 11	J17	J18	308,95	400	153,62	1,22	0,0065267	1,8331128
Tuyau 12	J18	J2	655,95	400	213,87	1,7	0,0126502	7,543553
Tuyau 13	J6	J19	1036	400	64,69	0,51	0,0011574	1,0900327

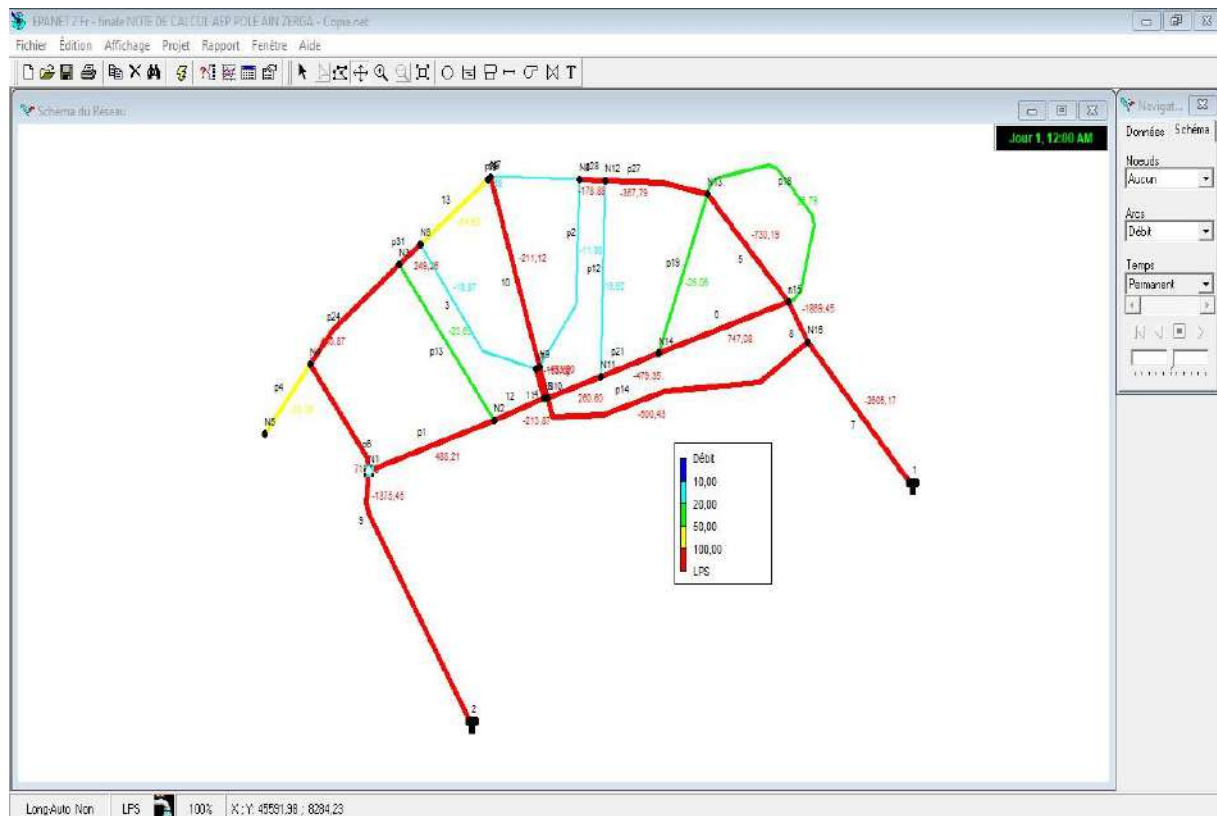


Figure V.5. Répartitions finales des débits

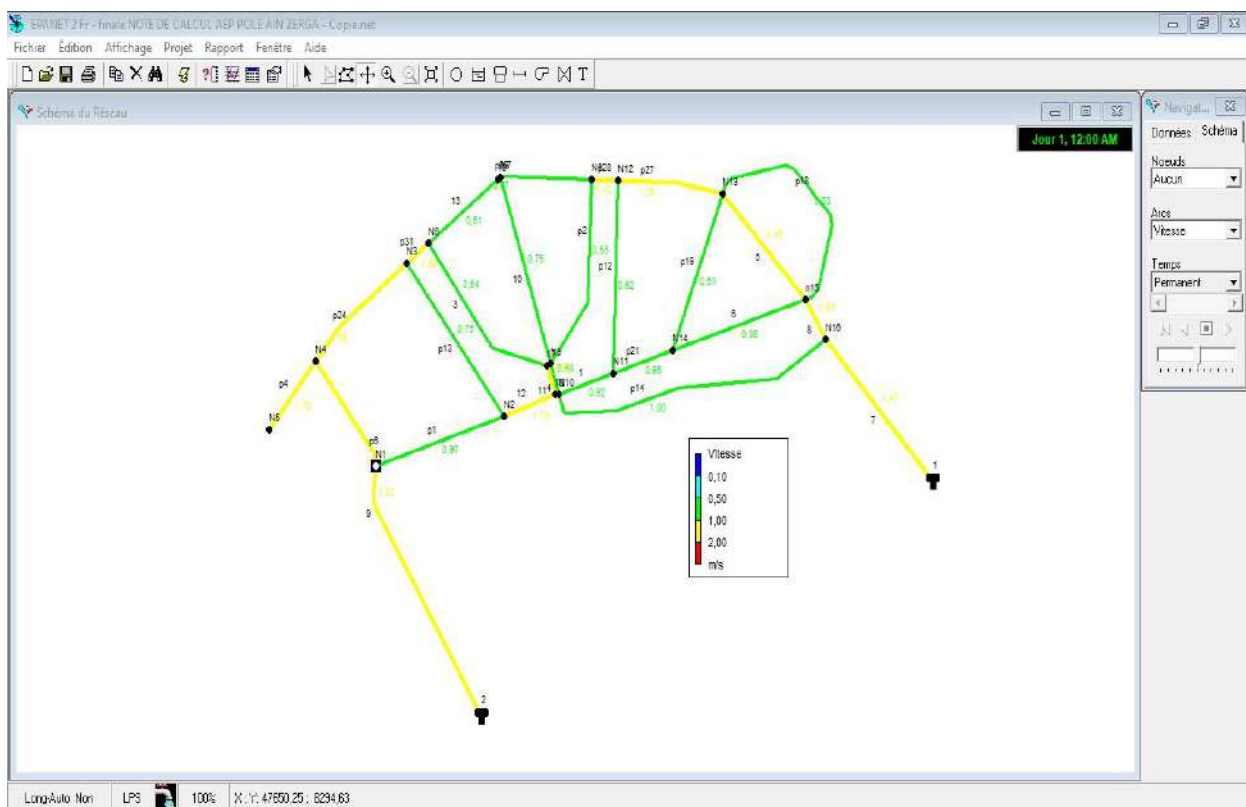


Figure V.6. Répartitions finales des vitesses

Le tableau V.7 présente les résultats finaux des pertes de charge et des pressions au sol obtenus après la simulation hydraulique du réseau, permettant de vérifier la conformité des conditions de fonctionnement aux exigences de distribution de l'eau potable.

Tableau V.7. Résultats hydrauliques aux nœuds du réseau

Noeud	Élévation (m)	Débit (L/s)	Pression (bars)
Noeud N1	882,57	171,79	104,25
Noeud N2	928,02	250,71	57,49
Noeud N8	969,6	201,44	116,52
Noeud N9	950,73	271,7	139,24
Noeud N13	1004,23	413,26	85,69
Noeud N5	850,59	53,3	122,69
Noeud N4	856,98	216,28	127,7
Noeud N7	928,71	199,64	159,69
Noeud N11	964,74	199,23	126,22
Noeud N12	982,96	208,43	104,42
Noeud N3	881,72	220,24	98,68
Noeud N10	959,4	267,13	130,84
Noeud N16	1082,59	235,29	10,61
Noeud n15	1056,54	366,39	35,99
Noeud N14	988,65	242,66	102,89
Noeud N6	892,91	201,44	85,09
Noeud 17	950,73	136,75	30,06
Noeud 18	959,4	60,25	22,33
Noeud 19	928,71	64,69	48,68

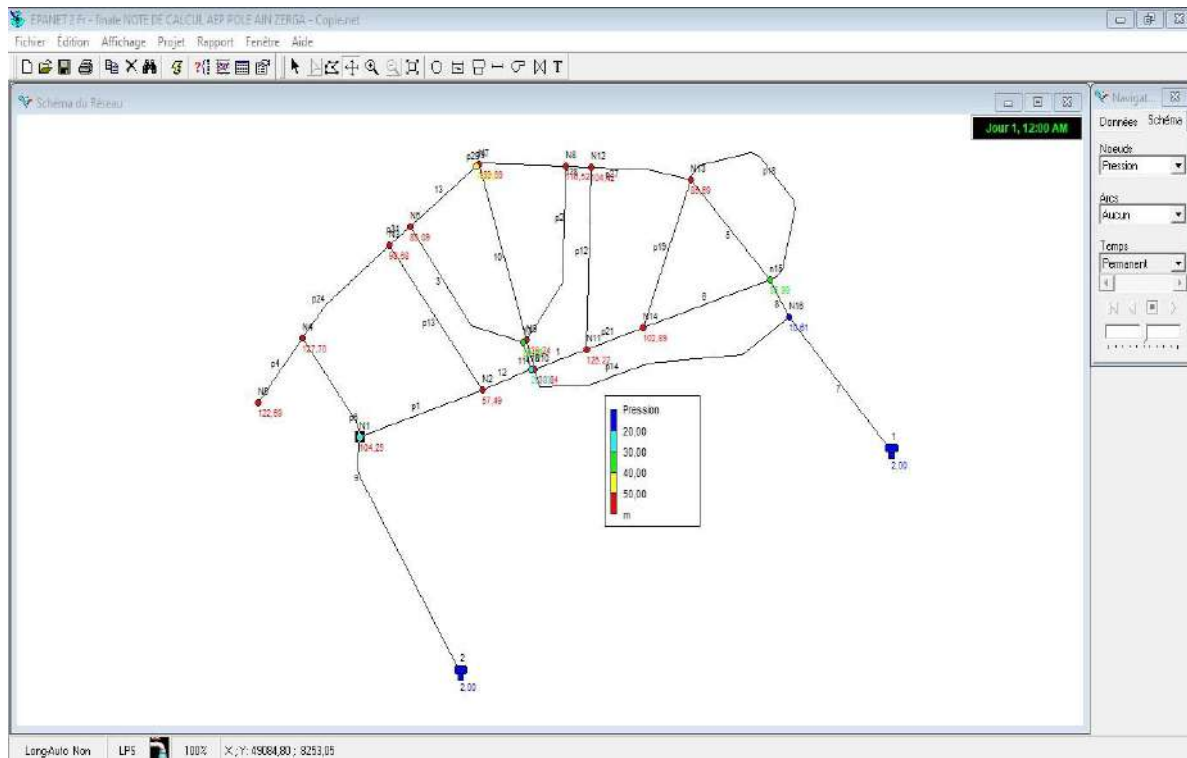


Figure V.7. Répartitions finales des pressions

V6 Équipements et accessoires du réseau de distribution

Les principaux équipements et accessoires prévus pour le réseau de distribution d'eau potable sont les suivants :

1. **Canalisations** : Le réseau de distribution sera constitué de conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), de pression nominale PN 16 bars. Les diamètres retenus varient de 160 à 1500 mm, en fonction des débits à transporter et des besoins de desserte.
2. **Robinets-vannes** : Ils permettent d'isoler certaines sections du réseau lors des opérations de maintenance ou de réparation. Ils sont implantés à des emplacements facilement accessibles afin de faciliter leur exploitation.
3. **Bouches et poteaux d'incendie** : Ces équipements assurent la protection contre les incendies. Ils doivent être raccordés à des conduites capables de fournir un débit minimal de 17 L/s sous une pression résiduelle d'au moins 10 mCE (mètres de colonne d'eau).
4. **Clapets anti-retours** : Leur rôle est d'empêcher le reflux de l'eau et de garantir un écoulement dans le sens prévu. Ils sont généralement installés aux points de prélèvement et au niveau des stations de pompage alimentant le réseau.

5. Ventouses : Ces dispositifs permettent l'évacuation de l'air accumulé dans les conduites et l'admission d'air lors des phases de vidange. Elles sont placées aux points hauts du réseau afin d'assurer son bon fonctionnement hydraulique.

6. Régulateurs de pression : Ces appareils servent à maintenir la pression du réseau dans les limites de fonctionnement souhaitées, protégeant ainsi les conduites et les équipements contre les surpressions.

7. Robinets de vidange (ou de décharge) : Ils sont installés aux points bas du réseau pour permettre la vidange des conduites lors des opérations d'entretien, de nettoyage ou de réparation.

8. Pièces spéciales de raccordement : Ces éléments permettent d'adapter les conduites au tracé du projet et d'assurer les différents raccordements nécessaires :

- Les tés : utilisés pour réaliser les dérivations du réseau ; ils peuvent comporter deux ou trois emboîtements et permettre le raccordement de conduites de diamètres identiques ou différents.
- Les coudes : employés pour assurer les changements de direction des conduites.
- Les cônes de réduction : utilisés pour raccorder des conduites de diamètres différents tout en assurant une transition progressive de l'écoulement.

L'ensemble de ces équipements contribue à garantir la sécurité, la fiabilité et la bonne exploitation du réseau de distribution d'eau potable.

V7 Conclusion

Ce chapitre a porté sur le dimensionnement et la modélisation hydraulique du réseau de distribution d'eau potable du Nouveau Pôle à l'aide du logiciel EPANET. Le réseau présente une longueur totale de 31 873,28 m et comprend des conduites en PEHD PN 16, avec des diamètres variant de 160 à 1 500 mm.

La simulation hydraulique a donné des pressions comprises entre 10,61 et 159,69 mCE et des vitesses d'écoulement variant de 0,51 à 1,98 m/s. Ces résultats indiquent des conditions de fonctionnement globalement satisfaisantes et confirment l'adéquation du réseau projeté aux besoins de distribution de la zone d'étude.

CHAPITRE VI

Devis quantitatif et estimatif

Introduction

Le devis quantitatif et estimatif constitue une étape essentielle dans l'évaluation financière du projet. Il permet de quantifier les différents travaux à réaliser et d'estimer leur coût à partir des prix unitaires, afin de déterminer le montant global des travaux. Les principales opérations prises en compte sont :

- Les travaux de terrassement des tranchées ;
- La fourniture et la mise en place du lit de pose en sable ;
- La fourniture et la pose des conduites en PEHD ;
- Les travaux de remblaiement des tranchées ;
- L'évacuation et le transport des déblais excédentaires.

La mise en place des conduites constitue une phase importante de réalisation du réseau. Elle doit être adaptée aux conditions du terrain et aux contraintes du site afin d'assurer la stabilité, la protection et la durabilité des canalisations. Le mode de pose est ainsi choisi en fonction de la nature du sol et des obstacles rencontrés sur le tracé.

VI.1 Critères de choix des canalisations

La sélection des canalisations constitue un élément déterminant dans la conception d'un réseau d'alimentation en eau potable. Elle repose sur plusieurs critères liés aux conditions d'exploitation, à la qualité de l'eau et aux caractéristiques du milieu environnant. Une attention particulière doit ainsi être accordée à la conformité sanitaire des matériaux, à leurs propriétés physico-chimiques et à leur résistance aux phénomènes de corrosion.

Les canalisations retenues doivent répondre aux critères suivants :

- Assurer une parfaite étanchéité ;
- Présenter une faible rugosité afin de limiter les pertes de charge ;
- Posséder une faible porosité ;
- Offrir une forte compacité et une bonne résistance mécanique ;
- Résister à l'abrasion et à l'usure ;
- Être adaptées à la nature et à la consistance du sol ;
- Être compatibles avec les conditions du milieu traversé (sol sec ou saturé).

Il est donc important de s'assurer de la compatibilité entre l'eau transportée et les différents éléments du réseau, notamment les conduites, les pièces spéciales, les joints et les équipements. Les matériaux retenus doivent présenter une résistance suffisante aux phénomènes d'agressivité afin de garantir la durabilité des ouvrages et la qualité sanitaire de l'eau distribuée [5].

VI.1.1 Choix des canalisations en fonction du fluide transporté

Les caractéristiques physico-chimiques de l'eau peuvent avoir une influence sur les matériaux des conduites et sur leur durabilité. Il est donc nécessaire de tenir compte de la nature de l'eau transportée lors du choix des canalisations, afin de limiter les risques de dégradation et de maintenir la qualité de l'eau distribuée. On distingue principalement :

- Les eaux corrosives, susceptibles d'attaquer les conduites métalliques non protégées ;
- Les eaux agressives, pouvant altérer les matériaux à base de ciment et réduire leur durée de vie.

VI.1.2 Choix des canalisations en fonction de la nature du sol

Les caractéristiques du sol jouent un rôle important dans le choix des matériaux et des systèmes de protection des canalisations. Un sol agressif peut favoriser la corrosion et réduire la durée de service des conduites. L'évaluation préalable de l'agressivité du terrain permet donc d'adapter le revêtement extérieur et les conditions de pose afin d'assurer une meilleure durabilité du réseau.

Selon leur niveau d'agressivité, les sols peuvent être classés comme suit :

- Faible risque : sables, graviers, matériaux d'empierrement et formations calcaires ;
- Risque élevé : marnes et argiles ;
- Risque très élevé : sols gypseux, pyriteux et terrains contenant des matières combustibles.

Cette classification permet d'orienter le choix des matériaux et des dispositifs de protection afin d'assurer la pérennité du réseau et de limiter les risques de dégradation des conduites.

VI.2 Exploitation et maintenance des conduites

Au cours de l'exploitation des réseaux d'eau potable, des dépôts peuvent se former à l'intérieur des conduites et réduire leur capacité hydraulique. Ils peuvent également affecter la qualité de l'eau distribuée. Un nettoyage périodique des conduites est donc nécessaire afin d'éliminer ces

dépôts et de maintenir le bon fonctionnement du réseau. Cette opération peut être réalisée par des moyens mécaniques ou par des procédés chimiques appropriés.

VI.3 Surveillance et entretien du réseau

La surveillance et la maintenance régulières du réseau de distribution constituent des opérations essentielles pour garantir la continuité du service, préserver la qualité de l'eau distribuée et maîtriser les pertes d'eau au niveau du réseau.

VI.3.1 Désinfection

Avant la mise en service d'un réseau de distribution d'eau potable, il est indispensable de procéder à sa désinfection afin d'éliminer tout risque de contamination microbiologique. Cette opération est généralement réalisée à l'aide de solutions chlorées ou, dans certains cas, de permanganate de potassium, conformément aux normes en vigueur.

VI.3.2 Détection des fuites d'eau

Les fuites constituent une source importante de pertes d'eau dans les réseaux de distribution. Elles peuvent être causées par plusieurs facteurs, notamment la pose des conduites dans des zones exposées au gel, la présence de sols agressifs ou instables, un dimensionnement inadapté aux pressions de service, une protection insuffisante contre les charges de surface, la mauvaise qualité des matériaux ou encore l'existence de points d'appui localisés sur les conduites.

La détection des fuites repose sur l'observation de certains indicateurs tels qu'une baisse anormale de la pression du réseau, une augmentation du temps de fonctionnement des stations de pompage, une consommation excessive enregistrée par les compteurs généraux ou l'apparition d'affaissements et de zones humides à la surface du terrain. Une intervention rapide permet de limiter les pertes d'eau et d'assurer le bon fonctionnement du réseau.

VI.4 Pose des conduites

La qualité de la pose des conduites joue un rôle essentiel dans la durabilité et le bon fonctionnement du réseau. Le mode de pose dépend des caractéristiques des tuyaux, de la profondeur et des dimensions de la tranchée, de la nature du sol, des charges superficielles et des matériaux de remblai utilisés.

Le fond de la tranchée doit être soigneusement préparé afin d'assurer un support uniforme de la conduite. La pose comprend généralement :

- Un lit de pose en sable de carrière de 10 cm d'épaisseur sous la génératrice inférieure de la conduite ;
- Un remblai en terre criblée sur une hauteur de 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure ;
- Un remblai final en tout-venant jusqu'au niveau du terrain naturel.

Les conduites sont mises en place à l'aide d'engins adaptés, en commençant par les points les plus élevés du tracé afin de faciliter l'évacuation éventuelle des eaux d'infiltration. Elles doivent être déposées avec précaution, parfaitement alignées et reposant sur toute leur longueur afin d'éviter les vides et les points d'appui susceptibles de provoquer des contraintes localisées.

Des calages provisoires peuvent être utilisés lors de la pose et aux changements de direction, tout en évitant les matériaux pouvant endommager le revêtement de protection. La mise en place définitive n'est réalisée qu'après l'exécution et le contrôle des assemblages. Enfin, lors des interruptions de chantier, les extrémités des conduites doivent être obturées afin d'empêcher l'introduction de corps étrangers dans le réseau [5].

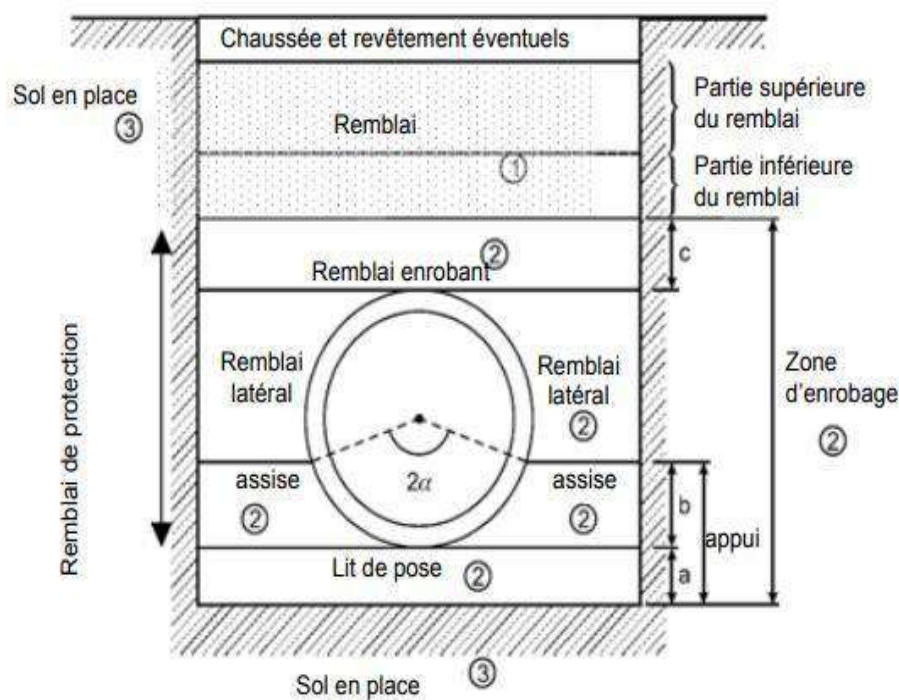


Figure VI.1. Pose de conduite.

VI.5. Différents types de pose des canalisations

Le choix du mode de pose des canalisations dépend de plusieurs facteurs, notamment la nature du terrain, la configuration du site, les contraintes topographiques ainsi que les obstacles rencontrés le long du tracé.

VI.5.1 Pose en terre

La pose en terre est la méthode la plus couramment utilisée pour les réseaux d'alimentation en eau potable. Les conduites sont installées dans des tranchées à ciel ouvert et reposent sur un lit de sable assurant un support uniforme. Afin de permettre l'évacuation de l'air accumulé dans les points hauts du réseau, il est recommandé de respecter des pentes minimales de 2 ‰ pour les tronçons montants et de 4 ‰ pour les tronçons descendants.

Les conduites sont généralement enterrées sur l'ensemble du tracé avec une hauteur minimale de recouvrement de 0,80 m au-dessus de la génératrice supérieure. Le remblai de protection est réalisé à l'aide de matériaux fins exempts d'éléments susceptibles d'endommager la conduite.

Dans le cas d'une pose sous chaussée, une couche de sable compactée est mise en place au-dessus de la conduite avant la réalisation du revêtement de surface.

VI.5.2 Traversée des routes

Lors du franchissement des routes, les conduites doivent être protégées contre les charges importantes générées par la circulation. Cette protection peut être assurée par :

La mise en place d'un fourreau ou d'une buse de diamètre supérieur à celui de la conduite ;

L'enrobage de la conduite dans un massif de béton.

Ces dispositions permettent de réduire les risques de rupture et d'assurer la pérennité de l'ouvrage.

VI.5.3 Butées et amarrages

Les butées et amarrages sont des ouvrages de protection destinés à reprendre les efforts de poussée hydraulique qui apparaissent au niveau des coudes, des tés, des réductions et des extrémités des conduites. Ils sont généralement réalisés en béton et ont pour rôle d'empêcher le déplacement des conduites ainsi que le déboîtement des joints sous l'effet de la pression de l'eau [6].

VI.6 Technologie du réseau

La technologie du réseau concerne le choix des conduites et des équipements nécessaires à son fonctionnement. Elle permet d'assurer une distribution d'eau fiable, durable et adaptée aux besoins du projet. Ce choix porte principalement sur les matériaux, les diamètres, les vannes et les différents accessoires du réseau.

VI.6.1 Canalisations

Dans le cadre du présent projet d'alimentation en eau potable, les conduites retenues sont en Polyéthylène Haute Densité (PEHD). Ce matériau a été choisi pour ses excellentes propriétés mécaniques, sa résistance à la corrosion et sa facilité de mise en œuvre. Les diamètres adoptés varient de DN 32 à DN 250, avec une pression nominale de service PN 16 bars.

Le réseau de distribution de la zone d'étude est de type maillé et comprend cinq mailles principales couvrant l'ensemble du tissu urbain. Cette configuration assure une meilleure continuité de service et une plus grande sécurité d'alimentation en cas d'incident sur une conduite.

La longueur totale du réseau est de 6 284 m. Les conduites sont réalisées en PEHD et réparties selon plusieurs diamètres normalisés, comme indiqué dans le tableau VI.1.

Tableau VI.1. Répartition des conduites du réseau selon les diamètres normalisés

DN	160	200	250	400	600	800	1000	1200	1500
Longueur	2917	6376,6	3995	2618,7	5422,03	8501,45	1587,57	3148,93	2004,52
Nbr de conduite	2	3	2	5	4	6	1	2	1

L'analyse du tableau montre que les diamètres DN 250 et DN 160 sont les plus représentés, avec des longueurs respectives de 2618,7 m et 8501,45 m, soit près de 35 % de la longueur totale du réseau. Ces conduites constituent les artères principales assurant le transport des débits les plus importants.

Le réseau de distribution comprend 19 nœuds de desserte répartis sur l'ensemble de la zone d'étude. Ces nœuds représentent les points de jonction des conduites et les points de consommation du réseau. Ils jouent un rôle essentiel dans la répartition des débits, l'évaluation des pressions et la modélisation hydraulique du système de distribution.

VI.7 Pièces spéciales et accessoires du réseau

Sous le terme de pièces spéciales ou accessoires, on désigne l'ensemble des équipements installés sur le réseau de conduites afin d'assurer son bon fonctionnement, son exploitation et sa maintenance. Ces éléments sont généralement caractérisés par leur diamètre nominal (DN) et leur pression nominale (PN). Le réseau projeté comporte plusieurs pièces électro-soudables, parmi lesquelles :

VI.7.1 Les vannes

Les vannes sont des organes de sectionnement destinés à isoler une partie du réseau lors des opérations d'exploitation, d'entretien ou de réparation. Elles permettent de contrôler l'écoulement de l'eau, de réguler la distribution et de faciliter la gestion du réseau en limitant les interruptions de service aux seules zones concernées.

Leur implantation à des points stratégiques du réseau contribue à améliorer la sécurité d'exploitation et à réduire les pertes d'eau lors des interventions. Il existe plusieurs types de vannes, dont le choix dépend des conditions de fonctionnement, des caractéristiques hydrauliques du réseau et des exigences d'exploitation.

VI.7.2. Les cônes de réduction à brides

Les cônes de réduction sont des organes de raccordement utilisés lorsqu'un changement de diamètre est nécessaire sur une conduite. Ils assurent une transition progressive entre deux diamètres différents afin de limiter les pertes de charge et les perturbations de l'écoulement.

VI.7.3. Les coudes

Les coudes sont des accessoires destinés à modifier la direction de l'écoulement dans le réseau. Ils sont fabriqués avec différents angles ($11,25^\circ$, $22,5^\circ$, 45° et 90°) selon les besoins du tracé des conduites.



a) Vanne



b) Cône de réduction de brides



c) Coude

Figure VI.2. Quelques pièces spéciales ou accessoires

VI.7.4. Les raccords

Les raccords sont des pièces utilisées pour assurer la liaison entre deux conduites ou entre différents équipements du réseau. Ils permettent notamment l'assemblage, la dérivation ou la réparation des conduites tout en garantissant l'étanchéité des jonctions.



Figure VI.3. Quelques pièces spéciales ou accessoires

VI.8 Devis quantitatif et estimatif

L'évaluation quantitative et estimative des travaux de pose du réseau de distribution d'eau potable repose sur le calcul rigoureux des volumes de terrassement (excavation, remblayage) et des mètres des équipements hydrauliques associés.

VI.8.1 Méthodologie de calcul des terrassements en tranchée

Pour des raisons de clarté méthodologique, les formules de calcul génériques sont explicitées en prenant pour exemple la conduite de diamètre extérieur $D_{\text{ext}} = 160 \text{ mm}$ (0,16 m) présentant un linéaire $L = 1036 \text{ ml}$.

a) Largeur de la tranchée (l) : La largeur au fond de la tranchée dépend directement du diamètre extérieur de la canalisation afin de garantir l'espace minimal requis pour le calage et le compactage périphérique. Elle est définie par la formule réglementaire suivante :

$$l = 0,30 \text{ m} + D_{\text{ext}} + 0,30 \text{ m} \quad (\text{VI.1})$$

$$l = 0,30 \text{ m} + 0,16 + 0,30 = 0,76 \text{ m}.$$

b) Profondeur de la tranchée (h) et hauteurs de remblais :

La profondeur de la tranchée est fixée en fonction du diamètre de la conduite, comme suit :

- $h = 0,80 \text{ m}$ pour les conduites de diamètre $\varnothing 160$ à $\varnothing 400 \text{ mm}$;
- $h = 1,20 \text{ m}$ pour les conduites de diamètre $\varnothing 600$ à $\varnothing 800 \text{ mm}$;
- $h = 2,00 \text{ m}$ pour les conduites de diamètre $\varnothing 1000$ à $\varnothing 1500 \text{ mm}$.

Cette variation de profondeur permet d'assurer une protection mécanique adéquate des conduites ainsi que leur mise hors gel sous chaussée ou trottoir.

- Épaisseur du lit de sable de pose : $e = 0,10 \text{ m}$;

- Hauteur de la zone d'enrobage en terre criblée au-dessus de la génératrice supérieure :
 $h_{tc} = 0,30 \text{ m}$;
- Épaisseur résiduelle dédiée au remblai final en tout-venant (h_1) :

$$h_1 = h - e - h_{tc} \quad (\text{VI.2})$$

$$h_1 = 0,80 - 0,10 - 0,30 = 0,40 \text{ m}$$

VI.8.2 Formulations mathématiques des volumes (m^3)

a) Volume d'ouverture de la tranchée (Fouille en rigole) (V1) :

$$V_1 = l \cdot h \cdot L \quad (\text{VI.3})$$

Exemple d'application pour le $\varnothing 160 \text{ mm}$:

$$V_1 = 0,76 \cdot 0,80 \cdot 1036 = 629,888 \text{ m}^3.$$

b) Volume du lit de sable (V2) :

$$V_2 = l \cdot e \cdot L \quad (\text{VI.4})$$

Exemple d'application pour le $\varnothing 160 \text{ mm}$:

$$V_2 = 0,76 \cdot 0,10 \cdot 1036 = 78,736 \text{ m}^3$$

c) **Volume de remblai en terre criblée (V3) :** Ce volume correspond à l'espace de l'enrobage, diminué de l'empreinte volumétrique occupée par la conduite en PEHD (V_c).

$$V_c = \frac{\pi \cdot D^2 \cdot L}{4} \quad (\text{VI.5})$$

$$V_3 = (l \cdot h_{tc} \cdot L) - V_c \quad (\text{VI.6})$$

Exemple d'application pour le $\varnothing 160 \text{ mm}$:

$$V_c = \frac{\pi \cdot 0,16^2}{4} \cdot 1036 = 20,830 \text{ m}^3.$$

$$V_3 = (0,76 \cdot 0,30 \cdot 1036) - 20,830 = 215,378 \text{ m}^3$$

d) Volume de remblai en terre tout-venant (V4) :

$$V_4 = l \cdot h_1 \cdot L \quad (\text{VI.7})$$

Exemple d'application pour le $\varnothing 160 \text{ mm}$:

$$V_4 = 0,76 \cdot 0,40 \cdot 1036 = 314,944 \text{ m}^3.$$

e) Volume des terres excédentaires à évacuer (V5) : Le volume de terre excavée ne pouvant pas être réutilisé sur site correspond à la somme du volume géométrique de la conduite et du volume de sable rapporté :

$$V5 = V2 + Vc = V1 - (V3 + V4) \quad (VI.8)$$

Exemple d'application pour le Ø160 mm :

$$V5 = 78,736 + 20,830 = 99,566 \text{ m}^3.$$

f) Longueur du grillage avertisseur (Lgr) : La longueur linéaire du dispositif de signalisation bleu (eau potable) suit rigoureusement le tracé des conduites :

$$Lgr = L \quad (VI.9)$$

L'estimation financière globale des travaux est établie sur la base des prix unitaires moyens couramment pratiqués sur le marché national des travaux publics en Algérie. Les montants calculés ci-dessous ont été rigoureusement audités pour éliminer les erreurs matérielles de report.

Tableau VI.2. Devis quantitatif et estimatif

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant Total HT (DA)
1	Réalisation de tranchée en terrain de toute nature, profondeur moyenne de 0,80 m et largeur variable selon diamètre.	m ³	30883,8924	300	9265167,72
2	Fourniture et pose d'un lit de sable de 0,10 m d'épaisseur sous conduite, y compris toutes sujétions de mise en œuvre.	m ³	44158,794	1000	44158794
3	Remblaiement en terre criblée sélectionnée sur une hauteur de 0,30 m au-dessus de la génératrice supérieure.	m ³	45600,5433	400	18240217,32
4	Remblaiement final de la tranchée en terre tout-venant mécanique par couches compactées.	m ³	16522,2276	300	4956668,28
5	Chargement et évacuation des terres excédentaires vers la décharge publique autorisée.	m ³	50016,4227	300	15004926,81

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant Total HT (DA)
6	Fourniture et pose de conduites en PEHD (PN16), y compris raccords et sujétions de pose :				
	Conduite Ø 160	ml	2917	2360,72	6886220,24
	Conduite Ø 200	ml	6376,6	3693,16	23549804,06
	Conduite Ø 250	ml	3995	5720,79	22854556,05
	Conduite Ø 400	ml	2618,7	15062,42	39443959,25
	Conduite Ø 600	ml	5422,03	37655,05	204166810,8
	Conduite Ø 800	ml	8501,45	60827,92	517125520,5
7	Fourniture et pose de conduites en FONTE DUCTILE, y compris raccords et sujétions de pose :				
	Conduite Ø 1000	ml	1587,57	46345,26	73576344,42
	Conduite Ø1200	ml	3148,93	75310,1	237146233,2
	Conduite Ø 1500	ml	2004,52	121655,84	243861564,4
8	Fourniture et pose de pièces spéciales (Tés en PEHD), y compris accessoires de raccordement :				
	-Té Ø 400	U	1	100 776,65	100776,65
	-Té Ø 600	U	2	388 301,76	776603,52
	-Té Ø 800	U	7	201 553,30	1410873,1
	Fourniture et pose de pièces spéciales (Tés en FONTE DUCTILE, y compris accessoires de raccordement :				
	-Té Ø 1000	U	1	410 352,67	410352,67
	Té Ø 1200	U	3	776 603,52	2329810,56
	Té Ø 1500	U	1	615 529,01	615529,01
9	Fourniture et pose de cônes de réduction du diamètre en PEHD :				
	-Réduction Ø 400/160	U	2	111 574,17	223148,34
	-Réduction Ø 400/200	U	1	103 305,50	103305,5

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant Total HT (DA)
	-Réduction Ø 600/400	U	2	337 469,53	674939,06
	-Réduction Ø 600/200	U	1	420 245,83	420245,83
	-Réduction Ø 600/160	U	1	449 043,70	449043,7
	-Réduction Ø 800/600	U	5	159 899,23	799496,15
	-Réduction Ø 800/400	U	1	206 611,00	206611
	-Réduction Ø 800/250	U	2	309 916,50	619833
	-Réduction Ø 800/200	U	3	309000	927000
	-Réduction Ø 800/160	U	1	334722,51	334722,51
	-Réduction Ø1000/800	U	1	242 674,24	242674,24
	-Réduction Ø1000/250	U	1	674 939,06	674939,06
	-Réduction Ø1200/1000	U	1	581 746,64	581746,64
	-Réduction Ø1200/800	U	3	674 939,06	2024817,18
	-Réduction Ø1200/250	U	1	440 775,03	440775,03
	-Réduction Ø1500/1200	U	1	239 848,85	239848,85
	-Réduction Ø1500/800	U	1	309 916,50	309916,5
10	Fourniture et pose de coudes de déviation en PEHD (1/4 de cercle) :				
	- Coude Ø 400	U	2	93 699,08	187398,16
	- Coude Ø 600	U	1	418 499,84	418499,84
11	Fourniture et pose de vannes de sectionnement à opercule (PN16) :				
	- Vanne Ø 160	U	4	30709	122836
	- Vanne Ø 200	U	7	46224	323568
	- Vanne Ø 250	U	4	79180	316720

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant Total HT (DA)
	- Vanne Ø 400	U	8	219885	1759080
	- Vanne Ø 600	U	8	525691	4205528
	- Vanne Ø 800	U	12	439770	5277240
12	Fourniture et pose de vannes de sectionnement à opercule (FONTE DUCTILE):				
	- Vanne Ø1000	U	2	374203	748 406,00
	- Vanne Ø 1200	U	4	449044	1 796 176,00
	- Vanne Ø 1500	U	2	486465	972 930,00
12	Réalisation de regards de sectionnement hors-tout en béton armé dosé à 350 kg/m³, dimensions intérieures (1,00x1,00x0,80m), y compris terrassement, béton de propreté, ferrailage simple nappe T12 (e=20cm) et fermeture par tampon en fonte série lourde.	U	273	50000	13 650 000,00
13	Fourniture et pose de grillage avertisseur de couleur bleue, disposé à 30 cm au-dessus du sommet de la canalisation.	ML	36571,8	80	2925744
14	Fourniture et pose de poteaux d'incendie raccordés, conformes aux normes de sécurité incendie.	U	130	30000	3 900 000,00
Montant total hors taxes (HT)				1511757921 DA	
Taxe sur la valeur ajoutée (TVA 19 %)				287234005 DA	
Montant total toutes taxes comprises (TTC)				1798991926 DA	

VI.9 Conclusion

Le devis quantitatif et estimatif établi, fondé sur le calcul des volumes de terrassement, des linéaires de conduites en PEHD ainsi que des équipements hydrauliques, a permis d'évaluer avec précision le coût global du projet.

Ainsi, le montant total des travaux est estimé à 1511757921 DA HT, soit 1798991926 DA TTC, offrant une vision claire et fiable de l'investissement nécessaire à la mise en œuvre du réseau.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet porte sur la conception et le dimensionnement du réseau de distribution d'eau potable du Nouveau Pôle El Moudjahid NEDJADI Mohamed. L'étude a principalement consisté à évaluer les besoins en eau de la population à l'horizon du projet, à dimensionner les ouvrages de stockage en tenant compte des caractéristiques démographiques et géométriques de la zone d'étude, ainsi qu'à établir le devis quantitatif et estimatif correspondant aux différents travaux projetés.

L'analyse des besoins en eau a permis d'estimer un débit de pointe de l'ordre de 3980,64 L/s, nécessaire pour satisfaire la demande de la population à l'horizon du projet. Ce débit est acheminé par deux conduites d'adduction de diamètre nominal 1400 mm vers deux réservoirs semi-enterrés d'une capacité de 9000 m³ chacun, implantés respectivement à des distances de 2004,52 m et 2694 m de la zone d'étude.

Pour assurer la distribution de l'eau potable, un réseau maillé a été retenu. Celui-ci est constitué de conduites en PEHD PN 16 bars, dont les diamètres varient de 160 mm à 1500 mm, garantissant une répartition équilibrée des débits ainsi qu'une bonne continuité du service.

La modélisation et la simulation hydraulique du réseau ont été réalisées à l'aide du logiciel EPANET. Les résultats obtenus confirment le bon fonctionnement hydraulique du système, avec des vitesses d'écoulement comprises entre 0,50 et 1,98 m/s et des pressions conformes aux exigences recommandées pour les réseaux d'alimentation en eau potable.

L'évaluation financière du projet a permis d'estimer le coût global des travaux à 1 798 991 926 DA.

En conclusion, cette étude a permis de proposer un réseau d'alimentation en eau potable adapté aux besoins futurs de la population. Les résultats obtenus confirment la conformité du réseau aux exigences techniques et hydrauliques du projet.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] AGIRE, *Rapport de synthèse des points d'eau à travers la commune de Rebahia*, Agence de Gestion Intégrée des Ressources en Eau, Alger, 2026.
- [2] URBAT, *Rapport d'étude du POS 01 Mathnia, commune de Rebahia*, Bureau d'Études et de Réalisation en Urbanisme, Tiaret, 2026.
- [3] T. Allam et M. Merzougui, *Étude du système d'alimentation en eau potable : Cas de la ville d'El Hassasna*, Mémoire de Master en Hydraulique Urbaine, Université Dr Moulay Tahar de Saïda, 2021.
- [4] C. B. Azzi et A. Benmessouda, *Étude du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle agglomération (POS 08), commune de Youb, wilaya de Saïda*, Mémoire de Master en Hydraulique Urbaine, Université Dr Moulay Tahar de Saïda, 2022.
- [5] C. Heddane, *Dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable du nouveau pôle Bourached Djadida, commune de Sidi Ahmed*, Mémoire de Master en Hydraulique Urbaine, Université Dr Moulay Tahar de Saïda, 2023.
- [6] M. Benariba, *Alimentation en eau potable de la ville de Chebli (Wilaya de Blida)*, Mémoire d'Ingénieur en Hydraulique Urbaine, Université Abou Bekr Belkaïd de Tlemcen, 2013.
- [7] N. Bouzit et L. Mizi Allaoua, *Étude d'un réseau d'alimentation en eau potable de la ville nouvelle d'El Menéa*, Mémoire de Master en Hydraulique Urbaine, Université A. Mira de Béjaïa, 2013.
- [8] M. S. Boumaiza et A. Bouchelaghem, *Modélisation du réseau d'eau potable de la nouvelle ville de Draa Errich et élaboration d'un système d'information géographique*, Mémoire de Master en Hydraulique Urbaine, Université Badji Mokhtar d'Annaba, 2019.
- [9] F. Z. Khelfaoui et R. Ghouti, *Élaboration et calcul du système d'alimentation en eau potable de la ville d'Aïn Zerga (POS 3), commune de Rebahia*, Mémoire de Master en Hydraulique Urbaine, Université Dr Moulay Tahar de Saïda, 2025.
- [10] F. C. Abdelouahab et M. Daoudi, *Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable de la zone de Mathnia, Ouled Khaled – W. Saïda*, Mémoire de Master en Hydraulique Urbaine, Université Dr Moulay Tahar de Saïda, 2026.
- [11] A. Lencastre, *Hydraulique : Fluides, mécanique des fluides et génie hydraulique*, Éditions Eyrolles, Paris, 1986.

- [12] A. Kefifa, *Contribution à l'étude et à la cartographie de l'impact des pressions anthropozoogènes et climatiques sur les ressources naturelles des monts de Saïda (Algérie)*, Thèse de Doctorat en Sciences de l'Environnement, Université Abou Bekr Belkaïd de Tlemcen, 2014.
- [13] J. Bonnin, *Hydraulique urbaine*, Éditions Eyrolles, Paris, 1977.