

UNIVERSITE DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET D'HYDRAULIQUE



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME DE MASTER EN HYDRAULIQUE
OPTION : HYDRAULIQUE URBAINE

Thème

ÉTUDE DU RESEAU D'AEP : CAS DU CHEF LIEU DE
LA VILLE DE AIN SKHOUNA

Présenté par

SAIDI OMAR IDRIS
MOUMENE ZIN ABIDINE

Soutenu en Juin 2017, devant le jury composé de :

M. CHAKILA A
M. BENIKDES A
M. HAFIANE M
M^{elle}. OUIS S

Président
Promoteur
Examineur
Examineur

Dédicaces

*Nous dédions ce modeste travail en signe de respect et
de reconnaissance à
Nos chers parents pour tous les sacrifices et
les encouragements qu'ils ont consentis.*

Remerciements

*Ce travail a vu le jour sous la direction de M.BENIKDES Aissa,
qu'il trouve ici l'expression de nos sincères remerciements pour avoir accepté de
nous diriger afin de mener à bien cette thèse.*

*Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à toutes les personnes qui ont
contribué de loin ou de près au bon déroulement de ce travail.*

*Notre sympathie et profonde reconnaissance à tous les membres de la faculté de
technologie.*

*Toute notre haute considération à tous les enseignants qui ont contribué à notre
formation.*

*Un merci doit être adressé aux membres de nos famille, nos parents, nos
sœurs, nos frères, nos collègues et nos amis.*

*A toutes les personnes qui ont assisté de près ou de loin, qu'ils trouvent
dans ce modeste document l'expression de nos sincères remerciements.*

Résumé : L'exploitant d'un réseau d'alimentation en eau potable se trouve face à la difficulté de connaître avec précision ce réseau à cause de sa diversité (généralement de multiples tranches de travaux réalisées selon des techniques différentes et sur plusieurs années).

Notre mémoire de fin d'étude consiste à étudier les aspects qui touchent le cadre d'alimentation en eau potable de la ville de **Ain Skhouna**, pour bien garantir qualitativement et quantitativement les besoins de cette agglomération. Le réseau dimensionné est de type maillé, nous avons utilisé, en plus de la méthode manuelle, trois logiciels pour le dimensionnement et le tracer : EPANET, AUTO-CAD et EPACAD.

Mots clés : Réseau d'AEP, Rénovation, EPANET, Redimensionnement.

المخلص : إن مشغل نظام مياه الشرب يواجه صعوبة معرفة الشبكة بدقة بسبب تنوعها (غالباً مرت بمراحل متعددة من العمل وفقاً لأساليب مختلفة وعلى مدى عدة سنوات).
أطروحتنا لنهاية دراسات الماستر تهدف لدراسة الجوانب التي تؤثر على سير إمدادات مياه الشرب لبلدية عين السخونة و ذلك لضمان الاستجابة النوعية والكمية لاحتياجات هذا التجمع السكاني.
شبكة المياه لهذا التجمع السكاني من الشكل الحلقي. تم استعمال ثلاثة برامج من أجل الحسابات ورسم المخططات : EPANET و AUTO-CAD و EPACAD
كلمات مفتاحية : شبكة الإمداد بالمياه الصالحة للشرب ، تجديد ، EPANET.

Summary: The operator of a drinking water supply system is faced with the difficulty of knowing precisely this network because of its diversity (usually multiple slices of work carried out according to different techniques and over several years).

The present work consists of studying aspects of the drinking water supply in the city of **Ain Skhouna**, in order to guarantee qualitatively and quantitatively the needs of This agglomeration. The network studied is meshed type, we used, beside the manual method, three software for the sizing and the tracing: EPANET, AUTO-CAD and EPACAD.

Key words: Drinking water network, Renovation, EPANET, Resizing.

TABLE DES MATIERES

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale	01
Chapitre I : Description de la zone d'étude	02
1. Introduction	03
2. Approche historique	03
3. Situation géographique	04
3.1. La wilaya de Saida	04
3.2. La commune de Ain Skhouna	04
4. Situation topographique et morphologique	06
5. Situation géologique et hydrologique	07
5.1 Géologie	07
5.1.1. L'Aaléno bathonien	08
5.1.2. Les formations calcaires du sénonien	08
5.1.3. Le tertiaire continental	08
5.2. Hydrogéologie et hydrographie de la région	08
5.2.1. La nappe de surface	09
5.2.2. Les atterrissements du chott	09
5.2.3. L'apport artésien	10
6. Situation hydraulique	10
6.1. La qualité des eaux	10
7. Situation climatologique	11
7.1. Le climat	11
7.2. Les températures	11
7.2.1. Observation	12
7.2.2. Fréquence par classes des températures	12
7.3. Les précipitations	12
7.4. Le diagramme ombrothermique	14
7.5. Le vent	14
7.6. L'humidité	15
8. Conclusion	15

Chapitre II : Etat actuel du système d'alimentation en eau potable	16
1. Introduction	17
2. Etat actuel du système d'AEP d'Ain Skhouna	17
2.1. Caractéristiques des conduites	17
2.2. Nature des matériaux utiliser	17
2.3. Diamètres des conduites	18
2.4. Caractéristiques des nœuds	18
2.5. Les conduites du système en mauvaise état	18
2.6. Caractéristiques des ouvrages de stockage et de pompage	20
2.7. Description de l'état global du réseau d'AEP d'Ain Skhouna	22
3. Conclusion	23
Chapitre III : Estimation des besoins en eau potable	24
1. Introduction	25
2. Evaluation de la population à l'horizon d'étude	25
3. Evaluation des besoins en eau de la zone d'étude	26
3.1. Evaluation des besoins domestique	26
3.2. Evaluation des besoins d'équipements	26
3.3. Evaluation des besoins de l'agglomération à l'horizon	28
4. Etude des variations des débits	28
4.1. Coefficient d'irrégularité journalière maximum	29
4.2. Coefficient d'irrégularité horaire maximum	29
4.3. Coefficient de pointe	30
4.4. Calcul des débits max et min journaliers et les débits de pointe	30
5. Conclusion	32
Chapitre IV : Etude de stockage	33
1. Introduction	34
2. Les fonctions des réservoirs	34
3. Types des réservoirs	34
4. Emplacement des réservoirs	34
5. Equipements des réservoirs	35
5.1. Conduite d'adduction (d'arrivée)	35
5.2. Conduite de distribution	35
5.3. Conduite de trop-plein	35

5.4. Conduite de vidange	35
5.5. Conduite by-pass	35
5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie	35
5.7. Entretien des réservoirs	36
6. Calcul du stockage	36
6.1. Evaluation de la consommation horaire	36
6.2. Principe de calcul	38
6.2.1. La méthode analytique	38
6.2.2. La méthode graphique	39
7. Dimensionnement du réservoir projeté	40
7.1. Calcul de la cote radier du réservoir	40
7.2. Diamètre de la conduite d'amené	40
7.3. Calcul de la cote trop plein	40
7.4. Détermination du type de réservoir	41
8. Château d'eau	41
8.1. Fonctionnement de château d'eau	41
8.2. Les avantages d'un château d'eau	41
8.3. Les inconvénients de château d'eau	42
8.4. Les équipements de château d'eau	42
9. Conclusion	44
Chapitre V : Dimensionnement du réseau de distribution	45
1. Introduction	46
2. Choix du type de réseau de distribution	46
3. Choix du type de canalisation	47
3.1. Choix du tracé	47
4. Détermination des débits	47
4.1. Débit global en route	47
4.2. Débit spécifique	48
4.3. Débit par tronçon	48
4.4. Débit aux nœuds	48
5. Calcul du réseau	49
5.1. Détermination des diamètres	49
5.2. Détermination des pertes de charge	50
5.3. Calcul des vitesses	50

5.4. Calcul des cotes piézométriques et des pressions au sol	50
6. Simulation du réseau avec « EPANET »	55
6.1. Ce qu'est EPANET	55
6.2. Les étapes de la simulation	56
6.3. Le fonctionnement d'EPANET	58
6.3.1. La première étape	58
6.3.2. La deuxième étape	59
6.3.2.1. Propriétés des nœuds de demande	59
6.3.2.2. Propriétés du tuyau	60
6.3.2.3. Propriétés du réservoir	61
6.3.3. La troisième étape	61
7. Calcul des paramètres hydrauliques	62
7.1. Calcul des pertes de charge et des vitesses finales	62
7.2. Calcul des cotes piézométriques et des pressions au sol	63
8. Conclusion	66
Chapitre VI : Etude de pompage	67
1. Etude de pompage	68
1.1. Introduction	68
1.2. Définition d'une pompe	68
1.3. Choix du type de canalisation	68
1.3.1. Les pompes volumétriques	68
1.3.2. Les turbopompes	68
1.4. Critères de l'emplacement de la station de pompage	69
1.5. Etude du point de fonctionnement de la pompe	69
1.6. Couplage de pompes	69
1.6.1. Couplage en série	69
1.6.2. Couplage en parallèle	69
1.7. Choix de pompe	70
1.8. Choix du nombre de pompes	70
1.9. Les propriétés hydrauliques des turbopompes	70
1.9.1. Débit	71
1.9.2. Hauteur	71
1.9.3. Puissance absorbée par la pompe ou un groupe	71
1.9.4. Courbe de rendement	71

1.9.5. Courbe de NPSH requis (hauteur de charge nette absolue)	72
1.9.6. Courbe caractéristique de la conduite	72
1.10. Calcul de diamètre de la conduite de refoulement	73
1.11. Dimensionnement des stations de pompage	73
1.11.1. Courbes caractéristiques de la pompes SP	74
2. Etude du phénomène de coup de bélier	76
2.1. Introduction	76
2.2. Définition	76
2.3. Les causes du coup de bélier	76
2.4. Les conséquences du coup de bélier	77
2.5. Equipements et moyens de protection	77
2.5.1. Réservoir à air comprimé	77
2.6. Description du phénomène	78
2.7. Etude du coup de bélier	80
2.7.1. Calcul de la célérité	80
2.7.2. Calcul de la valeur de coup de bélier	81
2.7.3. Calcul de la surpression et de la dépression	81
2.8. Dimensionnement du réservoir d'air	82
2.8.1. Marche normale	82
2.8.2. Fin de la dépression	82
2.8.3. Fin de là surpression	82
2.9. Calcul du volume du réservoir d'air	83
3. Conclusion	85
Chapitre VII : Pose des conduites et accessoires du réseau	86
1. Introduction	87
2. Stockage et approvisionnement des canalisations	87
3. Réalisation des tranchées	87
3.1. Largeur des tranchées	88
3.2. Profondeur des tranchées	88
4. La pose des canalisations	89
5. Assemblage des tubes PEHD	89
6. Traversé de route	90
7. Essai hydraulique	90
8. Remblaiement	91

9. Désinfection des conduites	91
10. Les accessoires d'un réseau	91
10.1. Les vannes	92
10.2. Les raccords à bride major	92
10.3. Les manchettes de traversée	93
10.4. Le cône de réduction à brides	93
10.5. Les coudes	94
10.6. Les tés	94
10.7. La plaque pleine	95
10.8. Les ventouses	95
10.9. La borne d'incendie	96
Conclusion générale	98
Références bibliographiques	100
Annexes	102

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: La position géographique de la commune d'AIN-SKHOUNA (Wilaya de SAÏDA)

Figure I.2 : Carte hypsométrique des Haut plateaux d'oranais.

Figure I.3 : La courbe de variation des températures mensuelles d'Ain Skhouna

Figure I.4: Histogramme de la variation des précipitations mensuelles d'Ain Skhouna

Figure I.5 : Précipitations moyennes annuelles à la station d'AIN SKHOUNA durant la période 1946 à 1998

Figure I.6: Diagramme ombrothermique de la région d'Ain Skhouna

Figure II.1 : La station de pompage C1

Figure II.2 : La station de pompage C2

Figure II.3 : Schéma synoptique du réseau hydraulique d'Ain Skhouna

Figure IV.1 : Représentation graphique de calcul du volume de réservoir

Figure IV.2 : Représentation d'un schéma d'un château d'eau

Figure V.1 : Interface d'utilisateur du logiciel EPANET

Figure V.2 : La fenêtre principale du logiciel EpaCAD

Figure V.3 : Boite de dialogue des Valeurs par Défaut

Figure V.4 : Rubrique de Navigation des données

Figure V.5 : Propriétés des nœuds de demande

Figure V.6 : Propriétés du tuyau

Figure V.7 : Propriétés du réservoir

Figure V.8 : Présentation des résultats de calcul par EPANET des vitesses dans les conduites et des pressions au sol pour les nœuds

Figure V.9 : Présentation de répartitions des débits et le sens de l'écoulement

Figure VI.1 : Courbe caractéristique de la pompe

Figure VI.2 : La première phase du coup de bélier

Figure VI.3 : La deuxième phase du coup de bélier

Figure VI.4 : La troisième phase du coup de bélier

Figure VI.5 : La quatrième phase du coup de bélier

Figure VI.6 : Les trois états du coup de bélier

Figure VI.6 : Schéma de réservoir d'air

Figure VII.1 : Schéma de croisement des différents réseaux

Figure VII.2 : Exemple de soudage bout à bout

Figure VII.3 : Coupe transversale dans une tranchée

Figure VII.4 : Les différents types des vannes.

Figure VII.5 : Un raccord à bride major

Figure VII.6 : Manchette de traversés

Figure VII.7 : Cône de réduction à brides

Figure VII.8 : Différents coudes

Figure VII.9 : Exemple d'un té

Figure VII.10 : La plaque pleine

Figure VII.11 : Différents types des ventouses

Figure VII.12 : Borne d'incendie

Figure VII.13 : Vue en coup d'une installation d'un poteau d'incendie

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : La composition chimique de l'eau

Tableau I.2 : La variation des températures mensuelles en (°C), (Station d'Ain Skhouna)

Tableau I.3 : La variation des précipitations mensuelles (Station d'Ain Skhouna)

Tableau I.4 : Moyennes mensuelles de l'humidité relative (en %) durant la période (1960 à 1998)

Tableau II.1 : Caractéristiques statiques des longueurs des conduites d'AEP

Tableau II.2 : Distributions des différents diamètres des conduites d'AEP

Tableau II.3 : Les conduites en mauvaise état du système d'AEP

Tableau III.1 : Évolution de la population de Ain Skhouna à différents horizons

Tableau III.2 : Evaluation des besoins en eau domestique à différents horizons

Tableau III.3 : Evaluation des besoins en eau d'équipements actuel (2017)

Tableau III.4 : Récapitulation des besoins actuels en eau plus les autres termes

Tableau III.5 : Récapitulation des besoins en eau majorés de 15%

Tableau III.6 : La variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitants

Tableau III.7 : Les valeurs des différents coefficients de variations

Tableau III.8 : Calcul des débits max et min journaliers et les débits de pointe de la commune de Ain Skhouna l'année 2017

Tableau III.9 : Calcul des débits max et min journaliers et les débits de pointe de la commune de Ain Skhouna l'année 2030

Tableau III.8 : Calcul des débits max et min journaliers et les débits de pointe de la commune de Ain Skhouna l'année 2045

Tableau IV.1 : Variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération

Tableau IV.2 : Détermination de la capacité du réservoir

Tableau V.1 : Récapitulatif des débits de calcul

Tableau V.2 : Calcul des débits en route

Tableau V.3 : Répartition des débits par tronçon et par nœud

Tableau V.4 : Les diamètres calculés et les diamètres commerciaux

Tableau V.5 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (Répartition finale)

Tableau V.6 : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (Répartition finale)

Tableau VI.1 : Détermination des diamètres par la méthode de BRESSE

Tableau VI.2 : Les paramètres calculés par le diamètre économique choisi

Tableau VI.3 : Caractéristiques de la pompe choisi par le logiciel KSB

Tableau VI.4 : Coefficient K dépend la nature de la conduite

Tableau VI.5 : Récapitulation des calculs précédents

Tableau VI.6 : Les caractéristiques du réservoir d'air du tronçon A

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

L'eau est le principal constituant des êtres vivants, c'est l'élément qui est très nécessaire à toute forme de vie. Il s'agit d'une condition indispensable pour la santé humaine et le bien-être ainsi que pour la préservation de l'environnement et la continuité de l'évolution de l'humanité.

L'eau, sous sa forme liquide, est essentielle aux organismes vivants à la fois pour ses caractéristiques mécaniques et ses propriétés chimiques. Ces êtres vivants peuvent par conséquent être composés jusqu'à 97% d'eau. D'un point de vue mécanique, la pression exercée par l'eau, appelée pression hydrostatique, est utilisée par les organismes pour se soutenir, que ce soit dans l'eau (méduse...) ou sur terre (végétaux). D'un point de vue chimique, l'eau dissout la majorité des corps solides et facilite les réactions chimiques. L'eau est en effet un solvant essentiel, parfois qualifié de « solvant universel ».

C'est principalement la présence permanente d'eau liquide qui permet de définir si une zone est habitable ou pas.

D'après 'ONEMA' (Office national de l'eau et des milieux aquatiques) l'alimentation en eau potable (AEP) c'est l'ensemble des équipements, des services et des actions qui permettent, en partant d'une eau brute, de produire une eau conforme aux normes de potabilité en vigueur, distribuée ensuite aux consommateurs.

D'après les statistiques du 2001 du ministère des ressources en eau, la longueur totale des réseaux d'adduction et de distribution est de 58 000 km, la capacité installée de traitement des eaux superficielles est de 570 Millions de m³/an, la capacité de stockage est de 5 Millions de m³. L'Algérie enregistre un taux de raccordement global de 85 %, alors que la moyenne mondiale se situe à 75%. L'Algérie ambitionne à un taux de raccordement dans le réseau d'AEP égal à 100% d'ici 2016.

La commune d'Ain Skhouna représente un cas appropriés dans le cadre de la rénovation et l'amélioration du réseau d'alimentation en eau potable vu son ancienneté et son nécessité absolue aux autres infrastructures, ce travail est dans le but de redimensionner ce système d'AEP.

CHAPITRE I

DESCRIPTION DE LA ZONE D'ETUDE

1. Introduction

L'étude d'un site ou un lieu nécessite de connaître ses caractéristiques physiques et ses données naturelles, en effet la description de la zone d'étude est une phase très importante pour procéder à la conception du système d'alimentation en eau potable.

Ce premier chapitre est dans le but d'assurer une description globale de la zone concernée par l'étude.

2. Approche historique

Avant de commencer la description technique de cette zone, il vaut mieux qu'on donne une approche historique d'Ain Skhouna.

Au cours du deuxième semestre de l'année 1946, en dépit de l'hostilité du milieu physique des hautes plaines steppiques, des établissements humains se sont créés par l'installation de « El Hadj Mohamed Ould Sidi Cheikh » ; venu de la région de « l'Abiadh Sidi Cheikh » pour fonder sa zaouïa dans un lieu désertique à cinq kilomètres de l'actuelle Ain Skhouna du côté Ouest. Cette installation coïncidait avec l'arrivée d'un groupe de chercheurs français intéressés par l'exploitation de la nappe du Chott El Chergui. Ce qui s'est traduit par l'implantation d'un village colonial à proximité de la source d'eau dont la ville actuelle porte le nom.

Pendant la période coloniale, Ain Skhouna constituait un champ d'expérimentation agronomique vu ses potentialités hydrauliques et son cadre écologique et pédologiques favorables. Une série d'essais, de sondages et de recherches avaient été faites, d'où la création d'un noyau d'habitat colonial avec une caserne militaire. L'importance de cet établissement a nécessité même un aéroport à proximité de l'agglomération.

Le centre d'Ain Skhouna est actuellement un lieu de résidence d'une petite agglomération. Une étude de restructuration urbaine du quartier « Graba » élaboré par le BET/URSA, 40% de la population active est versée dans le secteur primaire (élevage et agriculture).

Le secteur industriel est nul. Quant au secteur tertiaire (commerces, administration et autres), il est relativement intéressant. Une partie de cette population du centre de Ain Skhouna travaille actuellement à « Dayet-Zraguet » à 14 km de Ain Skhouna.

3. Situation géographique

3.1. La Wilaya de Saida

La wilaya de Saida est localisée dans l'Algérie du nord-ouest, elle s'étend sur une superficie de 6 613 km². Elle occupe une place importante et une position stratégique au niveau des hauts plateaux ouest suivant le plan national d'aménagement du territoire. La wilaya de Saïda est délimitée depuis le découpage administratif de 1985, comme suit :

- Au nord par la wilaya de Mascara
- À l'ouest par la wilaya de Sidi-Bel Abbés
- Au sud par la wilaya d'El-Bayadh
- À l'est par la wilaya de Tiaret.

3.2. La commune de Ain Skhouna

Ain Skhouna est une commune de la daïra El-Hassasna, Wilaya de Saida, elle est située dans les hautes plateaux ouest du pays et à la limite Nord de la partie orientale du chott – El-Chergui. Au niveau de la wilaya de SAÏDA, elle se situe à la limite Sud-Est, distance d'environ 90 km du Chef-lieu de Wilaya et à 60 km du chef-lieu de Daïra d'El-Hassasna, c'est la commune la plus éloignée par rapport au chef-lieu de Wilaya, mais elle est équidistante des pôles urbains de la région, tels que Tiaret, Freneda et El-Bayadh, ce qui la prédispose à jouer un rôle stratégique dans la perspective de son développement en tant que pôle touristique régional. Elle s'étend sur une superficie de 404,04 km², et un périmètre de 92,95 km.

La commune de Ain-Skhouna est délimitée comme suit :

- Au Sud : La Wilaya d'El-Bayadh.
- À l'Est : La wilaya de Tiaret.
- À l'Ouest et au Nord-Ouest : La commune de Maamora.

D'après le système WGS 84¹ les Coordonnées géographiques de la commune d'Ain Skhouna sont les suivants :

- Latitude : (34° 30' 19" nord).
- Longitude : (0° 50' 59" est).

¹ World Geodetic System 1984 Edit

Chapitre I : Description de la zone d'étude

Le territoire communal de Ain Skhouna regroupe les localités suivantes :

Agglomération chef-lieu : Ain Skhouna

Agglomération secondaire : Zraguet

Localités :

1. Zaouia
2. Hamiet 1
3. Hamiet 2
4. Hedahba

Lieux dits :

1. Mechraa El Kleb
2. Hamiet El Souf
3. Hamiet El Bagra
4. Lakraa

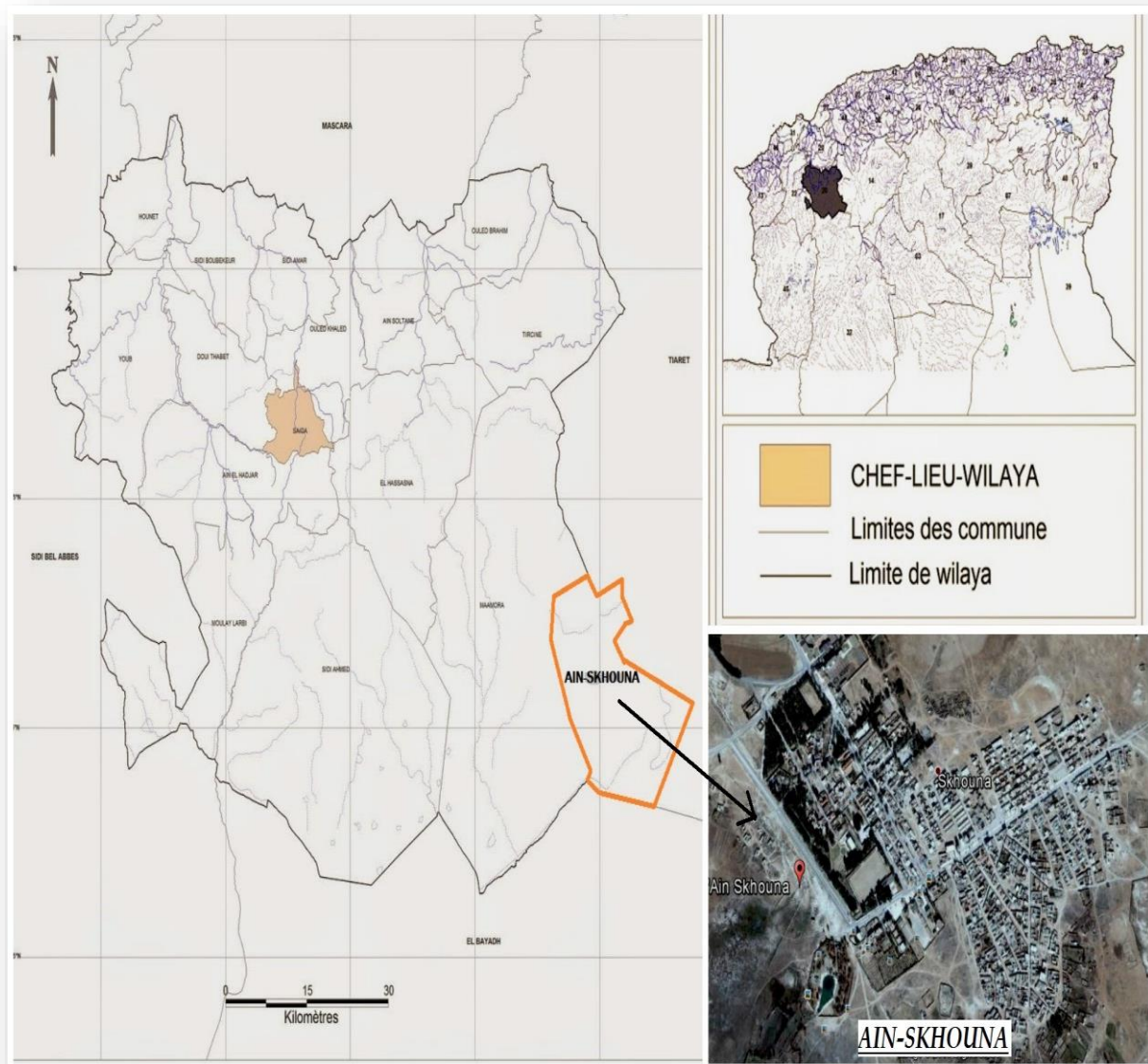


Figure (1.1) : La position géographique de la commune d'Ain-Skhouna (Wilaya de Saïda).[1]

4. Situation topographique et morphologique

Les hauts plateaux sont situées entre l'Atlas Tellien au nord et l'Atlas Saharien au sud, à des altitudes plus ou moins importantes de 963 à 1 957 m, la zone de Ain Skhouna se trouve dans la partie centrale des hautes plaines à une altitude moyenne de 1014 m (Figure N°2).

Elles sont constituées de dépressions salées, chotts ou sebkhas (Chott-chergui) et elles sont séparées du Sahara par l'Atlas saharien, qui forme une succession de chaînes au caractère aride

, Sur le plan topographique, le site communal a les caractéristiques suivantes :

- Une altitude maximale de 1030 m.
- Une altitude minimale de 984 m.
- Une altitude moyenne de 1014 m.
- Une pente moyenne de 1404 m/km.

Sur le plan morphologique, ce site communal est marqué du Sud au Nord par les éléments suivants :

- Tout au Sud, le terrain est pratiquement plat avec une pente très faible.
- Au Nord une bande juste à la rive du Chott sur environs un (01) km, dénommée « Chaffar Hamiet El Souf » et « Chaffar Mta El Mekmene », est marqué par un relief régulier avec une pente moyenne de 4%.
- La frange culminante très vallonnée et qui domine l'ensemble de l'espace.
- Le bassin fermé du Nord constitué de « Dayet-Zraguet ».
- Dans le sens Est-ouest, la partie Ouest est la plus élevée que celle de l'Est.

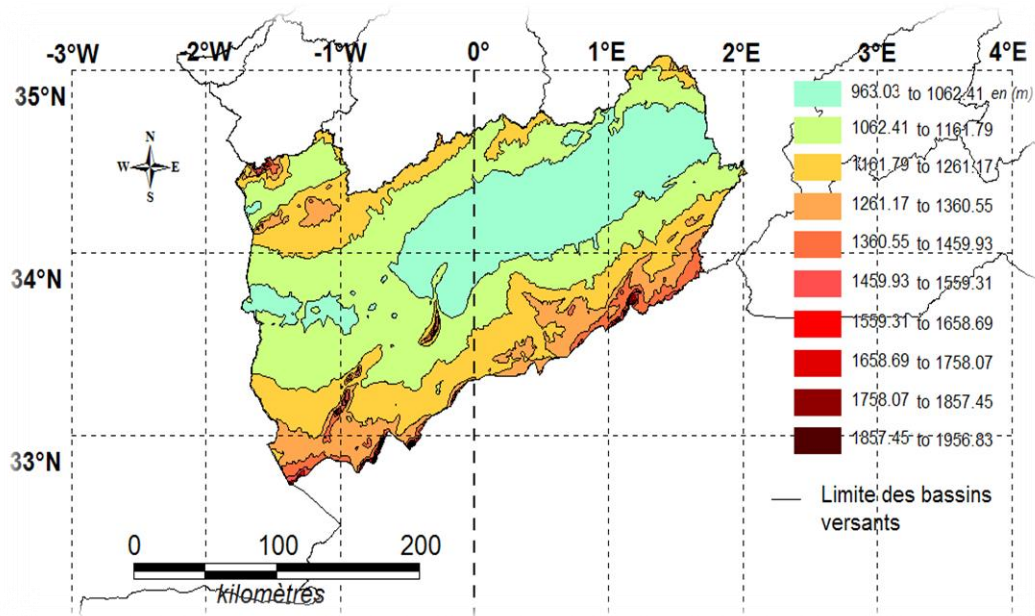


Figure (1.2) : Carte hypsométrique des Haut plateaux d'oranais.

5. Situation géologique et hydrogéologique

5.1. Géologie

Les terres d'Ain Skhouna appartiennent aux sols semi désertiques et steppiques à texture légère fragiles et sensibles à l'érosion et recouverts de végétations dégradées, leur situation en bordure du Chott, à proximité des Sebkhas provoque des effets dégradants sur les plantes et sur les sols. Les sols sont d'origine constitués à partir de produits d'érosion éolienne (sols sont salins et formés de dépôts d'alluvions calcaires limoneux et alluvions calcaires argilo -limoneux sableux).

Selon les essais faits sur vingt (20) parcelles, les composants de la zone étudiée sont les suivants : [2]

- Degré de salinité : 01,16 %.
- Le PH varie de : 7,0 à 8,5.
- Azote : 00,10 %.
- Phosphore : 19,95 %.
- Potassium : 02,15 %.
- Matière organique : 01,11 %.

Dans la région d'Ain Skhouna, l'étude géologique a montré l'existence de trois grandes formations pouvant jouer un grand rôle hydrogéologique les dolomies de base de l'Aalénobathonien, les formations calcaires du sénonien et les différents niveaux des tertiaires continentaux :

5.1.1. L'Aaléno-bathonien

Il comprend une série de base essentiellement dolomitique, de 100 à 130 m d'épaisseur, surmontée d'une alternance d'argile de calcaire et de dolomie pouvant atteindre 180 m.

5.1.2. Les formations calcaires du sénonien

Les calcaires du sénonien affleurent au Nord-est d'Ain-Skhouna sur une surface assez restreinte au « Djebel et Chebkha » et « Redjem El-Halfa ».

5.1.3. Le tertiaire continental

Il couvre la majeure partie du bassin géographique du Chott Chergui son épaisseur varie de 50 à 380 m. Différents niveaux aquifères peuvent y être décelés :

- Le niveau grossier de base : son importance est d'autant plus grande qu'il se trouve directement en contact des dolomies de base de l'Aaléno-Bathonien ou des calcaires sénonien aux dépens desquels il s'est formé, Il s'est constitué un aquifère important dans la zone d'Ain Skhouna, ou sa base se confond avec les calcaires sénonien.
- Les calcaires lacustres : ils sont altérés et perméables. Ils affleurent en lentilles, au-dessus de la carapace calcaire et peuvent constituer des niveaux aquifères plus au moins individualisés mais leur extension est limitée.
- Les niveaux sableux ou conglomératiques : ils sont intercalés dans les argiles de remplissage, ils peuvent être reliés au niveau grossier de base et contenir des niveaux aquifères.

5.2. Hydrogéologie et hydrographie de la région

Depuis les années 1950, la nappe du Chott a constamment fait l'objet de grands travaux de recherches hydrologiques de par sa capacité et la qualité de ses eaux.

Sauf que les galets de « Hamiet Es Souf » situé à l'ouest de la commune, nous sommes marqués par la présence d'un ensemble de thalwegs² intermittents ; aucun oued important ne traverse le site.

Cependant, les eaux de ruissellement sont drainées vers les grandes dépressions (Dayet-Zraguet et Chott Chergui) à travers les vallées des pentes relativement douces qui assurent l'écoulement des eaux à partir de la ligne de crête qui traverse la commune dans sa partie centrale créant ainsi deux grands bassins versants.

² Un thalweg (ou talweg) correspond à la ligne qui rejoint les points les plus bas soit d'une vallée, soit du lit d'un cours d'eau.

Ces petits thalwegs secs sont la conséquence de l'érosion hydraulique et surtout éolienne. Le captage des eaux se fait généralement au niveau bas des bassins fermés notamment celui de Chott Chergui.

5.2.1. La nappe de surface

Dans le Chott, les eaux sont d'origines multiples :

- Eaux de pluies et de condensation.
- Eaux de ruissellement du bassin versant.
- Eaux d'infiltrations superficielles qui se déversent sur les rives du Chott dans la nappe phréatique.
- Eaux lointaines qui s'infiltrent en bordure du bassin versant, cheminent, captives jusque sous le Chott et rejoignent la surface par percolation générale à travers les atterrissements, lorsque la cote de la nappe phréatique est plus élevée que celle du sol.

Les eaux de ruissellement rassemblées à la surface du Chott, balayées par les vents s'évaporent rapidement. Les eaux d'infiltration profonde ou latérale assurent l'alimentation de la nappe de surface dont le niveau varie dans l'année entre 0 et 75 cm de profondeur.

En moyenne dans l'année, l'équilibre est assuré entre les deux postes du bilan hydraulique, évaporation et apports. La nappe atteint rarement la surface du sol et ne descend jamais au-dessous d'un mètre (1 m). En période humide, le plan d'eau monte et l'évaporation s'accroît, en période sèche, le plan d'eau baisse et se protège de l'évaporation.

5.2.2. Les atterrissements du Chott

La circulation des eaux du bas vers le haut dans les atterrissements du Chott est possible, ce remplissage de plusieurs dizaines ou centaines de mètres d'épaisseur est plus ou moins perméable. Il s'y trouve notamment des couches sableuses ou gypseuses et des calcaires lacustres, aussi des couches marneuses et argileuses de plusieurs dizaines de mètres dont la perméabilité intrinsèque est relativement faible. La formation argileuse de la couverture du Chott est traversée par d'innombrables canalicules (dont le diamètre varie d'une tête épingle, à celui d'un crayon) dont les parois sont tapissées de dépôts salins. On est en présence d'un immense réseau maillé dont les canaux minuscules mettent en communication le bedrock aquifère³, plus ou moins profond et la surface du sol.

³ Bedrock aquifère : c'est les aquifère rocheux.

5.2.3. L'apport artésien

À faible profondeur les eaux pompées sont d'abord très chargées en sels minéraux (jusqu'à 200 gr par litre) ; et de moins en moins salines au fur et à mesure de l'approfondissement.

Entre 20 et 65 m de profondeur, c'est de l'eau douce qui suintait par les canalicules du terrain, d'ailleurs saturés d'eau.

Malgré sa consistance, le terrain n'est donc pas imperméable et sec, mais légèrement poreux, il est chargé d'eau douce qui ne peut venir de la surface par infiltration. Les eaux profondes sont plus chargées en sulfates et moins chargées en chlore.

En remontant au voisinage du sol, elles se concentrent en abandonnant leur gypse et seaturent de chlorure dont la solubilité est plus grande.

Il existe dans l'ensemble un accroissement de la pression de la nappe avec la profondeur dans les atterrissements, cet accroissement, assez constant sur plusieurs dizaines de mètres.

La remontée rapide du niveau superficiel lors d'une pluie provoque un freinage de la nappe ascendante, ce freinage se traduit par une surélévation des niveaux d'eau décroissant avec la profondeur.

L'évaporation de l'eau préalablement infiltrée serait en moyenne de 300 à 350 mm d'eau sur l'ensemble du Chott, quant à l'apport provenant de la nappe artésienne est de 120 mm d'eau par an, soit le tiers environ.

Les nappes contenues dans les différentes formations ont été reconnues grâce au réseau de piézomètre établi sur l'ensemble du bassin versant, dans le cadre de l'étude de la ressource aquifère du bassin du Chott Chergui.

6. Situation hydraulique

6.1. La qualité des eaux

Les eaux sont en général thermales, la minéralisation est supérieure à 1 g/l, sans toutefois dépasser les 2 ou 3 g/l. Le profil chimique est formé de chlorure de sulfate et de calcimagnésium avec une température variant de 20 à 40 °C. Leurs composantes chimiques sont présentées dans le Tableau (1.1).[2]

Chapitre I : Description de la zone d'étude

Tableau (1.1) : La composition chimique de l'eau de la zone d'Ain Skhouana.

PH	7,0 – 8.5	Magnésium	60 mg/l
Chlorures	405 mg/l	Bicarbonates	219 mg/l
Sulfate	440 mg/l	Nitrates	13mg/l
Sodium	235 mg/l	Minéralisation	>1 g/l
Potassium	6,2 mg/l	CaCO3 dissous	0,19 g/l
Calcium	190 mg/l	NaCl dissous	0,59 g/l
Carbonates	110 mg/l	/	/

7. Situation climatologique

7.1. Le Climat

Dans l'ensemble le climat est steppique et semi-aride avec de grands écarts de températures dans la journée et dans l'année. Les précipitations sont peu abondantes, mais arrivent avec des orages violents assez régulièrement. L'air est sec et les vents sont assez réguliers quoique souvent violents. L'énergie apportée par le soleil est assez importante. Tous ces facteurs très favorables à une évaporation intense, jouent un rôle fondamental dans le cycle des eaux du Chott Chergui.

7.2. Les températures

Les variations de températures entre le jour et la nuit sont de 16°C en moyenne s'explique par l'altitude de ce plateau à plus de 1000 à 1100 mètres. Le climat est steppique et semi-aride, la présence de remontées d'eaux chaude vient régulariser un peu le climat (au niveau de la station Ain Skhouana) ou son influence se fait ressentir pendant la nuit où l'évaporation faible ne vient pas provoquer de refroidissement de la zone.

Tableau (1.2) : La variation des températures mensuelles en (°C), (Station d'Ain Skhouana) (1960-1998).

Température	Mois											
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T_{max}	30,7	22,8	15,4	11,0	11,2	10,9	17,0	21,9	30,6	32,8	34,0	33,7
T_{moy}	21,7	16,0	14,8	5,8	5,7	6,0	5,5	13,3	20,0	24,5	26,3	25,5
T_{min}	12,5	7,5	3,2	0,5	0,1	1,0	2,3	4,8	9,1	11,9	16,5	16,3

7.2.1. Observation

Les températures moyennes observées se trouvent dans l'intervalle [5,5 min – 26,3 max], nous observons dans le tableau de la variation de la température deux phases principales :

- Une saison froide : du mois d'octobre au mois d'avril avec une température moyenne qui varie entre 16 °C et 05 °C.
- Une saison chaude : du mois de mai au mois de septembre avec une température moyenne qui varie entre 20,0 °C et 26,3 °C.

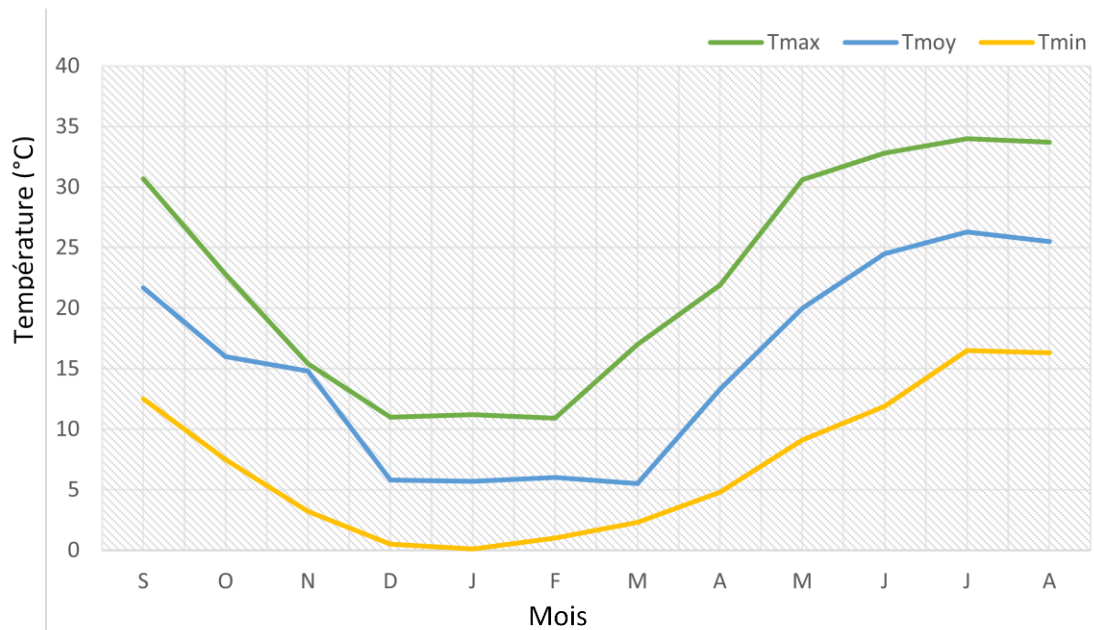


Figure (1.3) : La courbe de variation des températures mensuelles d'Ain Skhouna.

7.2.2. Fréquence par classes des températures

D'après "l'Atlas climatologique national" établi par l'O.N.M (office national de météorologie), la probabilité de l'enregistrement d'une température maximale supérieure ou égale à 30 °C, dans le bassin du CHOTT CHERGUI, est de 45 %. Tandis que pour les températures minimales, la probabilité est de 93 % pour une valeur inférieure ou égale à 20°C. [3].

7.3. Les précipitations

En l'année, il tombe en moyenne 280 mm de pluie sur le bassin versant, soit plus de 300 mm sur les crêtes bordant l'impluvium et 250 mm dans la zone centrale moins accidentée. Les totaux qui varient peu d'une année à l'autre correspondent à 11 milliards de m³ d'eau épanchés annuellement sur le bassin fermé. Les pluies sont apportées par des orages violents pendant les 3 mois d'été les précipitations sont très faibles (quelques millimètres) alors que le reste du temps elles sont en moyenne de 30 mm par mois. [2].

Chapitre I : Description de la zone d'étude

Tableau (1.3) : La variation des précipitations mensuelles (Station d'Ain Skhouana)
(1960-1998).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Σ
Pluie(mm)	15,8	30,3	17,8	15,1	15,8	23,9	22,3	30,1	23,8	18,5	5,2	8,4	227

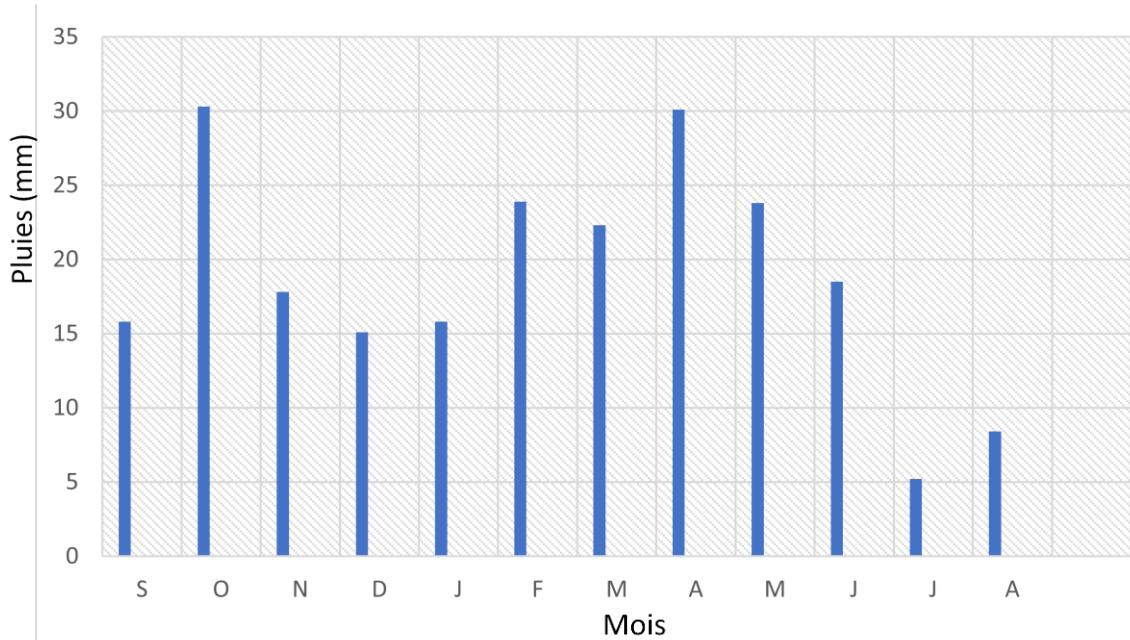


Figure (1.4) : Histogramme de la variation des précipitations mensuelles d'Ain Skhouana.

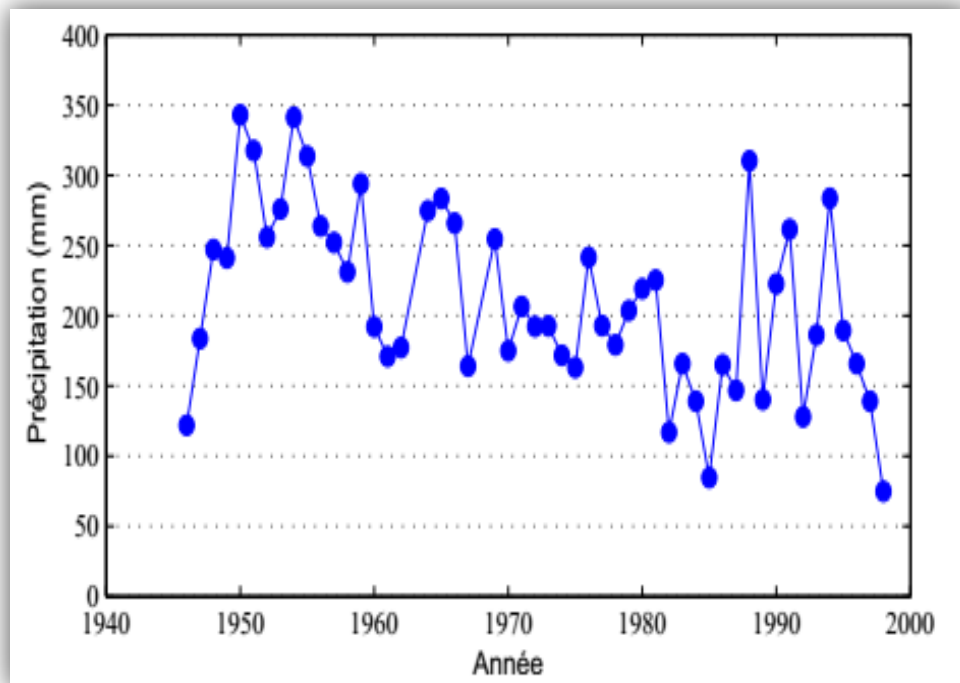


Figure (1.5) : Précipitations moyennes annuelles à la station d'ain Skhouana durant la période 1946 à 1998. [3]

7.4. Le diagramme ombrothermique

Un diagramme ombrothermique est un type particulier de diagramme climatique représentant les variations mensuelles sur une année des températures et des précipitations selon des gradations standardisées. Il a été développé par Henri Gaussen et F. Bagnouls, botanistes célèbres, pour mettre en évidence les périodes de sécheresses, définies par une courbe des précipitations. Ces diagrammes permettent de comparer facilement les climats de différents endroits d'un coup d'œil du point de vue pluviosité.

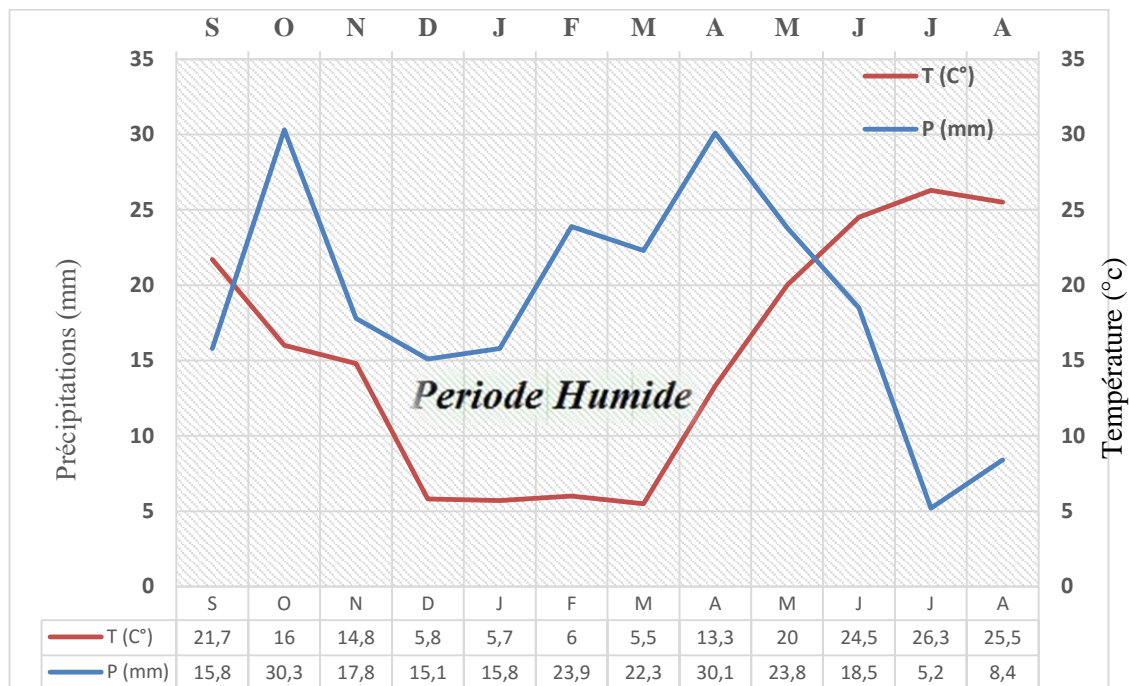


Figure (1.6) : Diagramme ombrothermique de la région d'Ain Skhouna.

7.5. Le vent

D'après les résultats du dépouillement des relevés enregistrés au niveau de la station météorologique d'Ain Skhouna, le régime des vents dans le bassin du Chott Chergui est caractérisé par deux principales directions : Nord-Ouest et Sud-Est. Les vents soufflent particulièrement du mois d'avril au mois d'août. Durant la période d'été c'est le sirocco qui se manifeste, essentiellement, entre juillet et août, avec une fréquence moyenne de 11 jours/mois. Le parcours moyen du vent est de 9700 km/mois avec des écarts mensuels qui ne dépassent pas les 20 km. Ce parcours important correspond à une vitesse moyenne continu de plus de 3,5 m/s. [3].

7.6. L'humidité

Le degré hygrométrique ambiant de l'air dépend en effet de l'évaporation du sol. Dans l'ensemble l'air est sec :

- La moyenne des minimas est de 25 % d'humidité.
- La moyenne des maximas ne dépasse pas 80 % d'humidité.

Tableau (1.4) : Moyennes mensuelles de l'humidité relative (en %) durant la période (1960 à 1998).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Humidité (%)	45	57	67	72	70	67	57	56	52	41	29	33

8. Conclusion

Ce premier chapitre nous a donné une présentation et une description générale de la région de Ain Skhouna, ses caractéristiques, potentialités et ressources.

CHAPITRE II

**ÉTAT ACTUEL DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE**

1. Introduction

Ce deuxième chapitre consiste à décrire l'état actuel du réseau d'AEP de la ville de Ain Skhoua. Le réseau de distribution alimentant la ville d'Ain Skhoua est de type mixte (maillé et ramifié), le réseau maillé concerne principalement la partie centrale de l'agglomération qui est le noyau de l'ancienne ville et le réseau ramifié concerne la nouvelle extension effectuée au Nord de la ville.

2. État actuel du système d'AEP d'Ain Skhoua

2.1. Caractéristiques des conduites

Le tracé actuel du réseau comprend 240 nœuds dont six réservoirs de stockage totalisant 1130 m³ et deux forages d'amenée à partir desquelles se fait le pompage (C1 et C2). On a répertorié 242 conduites totalisant un linéaire de 21,73 km avec une longueur moyenne des conduites de 89,8 m. Les caractéristiques des longueurs sont montrées dans le Tableau (2.1).

Tableau (2.1) : Caractéristiques statiques des longueurs des conduites d'AEP.

Statique des longueurs	Valeurs
Nombre	242
Minimum (m)	1,28
Maximum (m)	1530
Moyenne (m)	89,8

2.2. Nature des matériaux utiliser

Les conduites d'AEP sont en PEHD, en PVC, en acier et en galvanisé. Le matériau PEHD occupe le plus grand linéaire, le PVC vient en deuxième position. Les conduites en acier constituent l'amenée à partir du forage C1 avec un linéaire total de 158 m et des diamètres qui varient entre 150 et 200 mm. La forme géométrique des conduites est exclusivement circulaire.

2.3. Diamètres des conduites

Les diamètres des conduites varient entre 63 mm (PVC, PEHD) et 200 mm (PEHD, Acier). Le réseau d'AEP est essentiellement constitué de huit (08) diamètres montrés dans le Tableau (2.2).

Tableau (2.2) : Distributions des différents diamètres des conduites d'AEP.

Diamètre (mm)	Linéaire (m)	Pourcentage (%)
63	7411	34.1
75	683	3.14
90	6268	28.8
110	2321	10.7
125	101	0.47
150	50	0.23
160	1947	8.94
200	2996	13.8

2.4. Caractéristiques des nœuds

Le réseau d'AEP d'Ain Skhouna comprend 240 nœuds occupés par plusieurs types d'éléments (Coudes, Tés, Plaque plane)

2.5. Les conduites du système en mauvaise état

Les caractéristiques des conduites en mauvais état sont mentionnées dans le Tableau (2.3).

Tableau (2.3) : Les conduites en mauvais état du système d'AEP.

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau
92	90.80	63	PVC
91	76.71	63	PVC
93	53.60	63	PVC
89	56.67	63	PVC
87	53.71	63	PVC
83	24.45	63	PVC
85	34.38	63	PVC
86	100.70	63	PVC
84	109.43	63	PVC
88	56.44	63	PVC

Chapitre II : État actuelle du réseau d'AEP

90	11.14	63	PVC
180	127	90	PVC
177	26.16	90	PVC
178	26.59	90	PVC
179	134.78	90	PVC
181	68.35	90	PVC
182	33.78	90	PVC
183	92.23	90	PVC
222	29.33	90	PVC
227	102.58	90	PVC
184	91.86	90	PVC
221	64.02	90	PVC
185	150.57	90	PVC
186	235.10	90	PVC
226	333.81	90	PVC
220	193.68	90	PVC
219	62.26	90	PVC
217	36.55	90	PVC
218	91.98	90	PVC
216	87.35	90	PVC
215	34.89	90	PVC
214	18.56	90	PVC
223	14.63	90	PVC
224	119.17	90	PVC
225	32.12	90	PVC
228	66.83	90	PVC
229	161.82	90	PVC
230	105.34	90	PVC
231	5.04	90	PVC
236	78.48	90	PVC
235	145.38	90	PVC

Chapitre II : État actuelle du réseau d'AEP

232	6.86	90	PVC
233	156.89	90	PVC
203	154.08	90	PVC
204	88.94	90	PVC
205	32.73	90	PVC
206	14.04	90	PVC
207	99.10	90	PVC
234	7.19	90	PVC
237	70.88	63	PVC
238	108.80	63	PVC
6	76.66	63	PVC
9	13.59	63	PVC
240	118.98	63	PVC
209	80.99	63	PVC
208	90.50	63	PVC
210	66.97	63	PVC
242	63.86	63	PVC
202	90.77	63	PVC
201	80.63	63	PVC
198	71.64	63	PVC
199	47.57	63	PVC
200	33.61	63	PVC

2.6. Caractéristique des ouvrages de stockage et de pompage

L'alimentation du réseau en eau potable de la ville de Ain Skhouna est faite par pompage à partir de deux forage (station de pompage C1 et C2, Figure (2.1) et (2.2)). Le stockage (1130 m³) est utilisé pour la mise en charge du réseau d'AEP de Skhouna. Une conduite de branchement relie la station C2 aux réservoirs « Graba » et « Hadj Bahous » et puis au réservoir « Noyau Colonial » par une conduite principale secondaire et enfin le réservoir « Hdahda », par le biais d'une autre conduite secondaire, ce dernier étant lié hydrauliquement au réservoir « Zaouia », situé à une distance assez éloignée (1960 m), par le biais d'une autre conduite. La station de pompage C1 est reliée au réservoir (500m³) par le biais d'une conduite principale.



Figure (2.1) : La station de pompage C1.



Figure (2.2) : La station de pompage C2.

2.7. Description de l'état global du réseau AEP d'Ain Skhouna

Le schéma synoptique du système hydraulique d'Ain Skhouna (Figure (2.3)) montre les différents ouvrage et stations de pompage constituant ce système. La ville de Skhouna étant alimentée exclusivement par pompage à partir des stations C1 et C2, car la topographie quasi plane de la ville ne permet pas une mise en charge étendue du réseau par un seul réservoir surélevé, aussi l'existence d'un ensemble de réservoirs surélevé répartis quasi uniformément dans les limites du réseau permettrait l'amélioration certaine de l'exploitation du réseau d'AEP. Situés à des cotes quasi identiques les réservoirs sont en liaison hydraulique partielle, de sorte qu'aucun réservoir ne peut à lui seul contribuer pour soutenir des pressions acceptables dans le réseau de la ville en cas d'arrêt du pompage en provenance des stations C1 et C2.

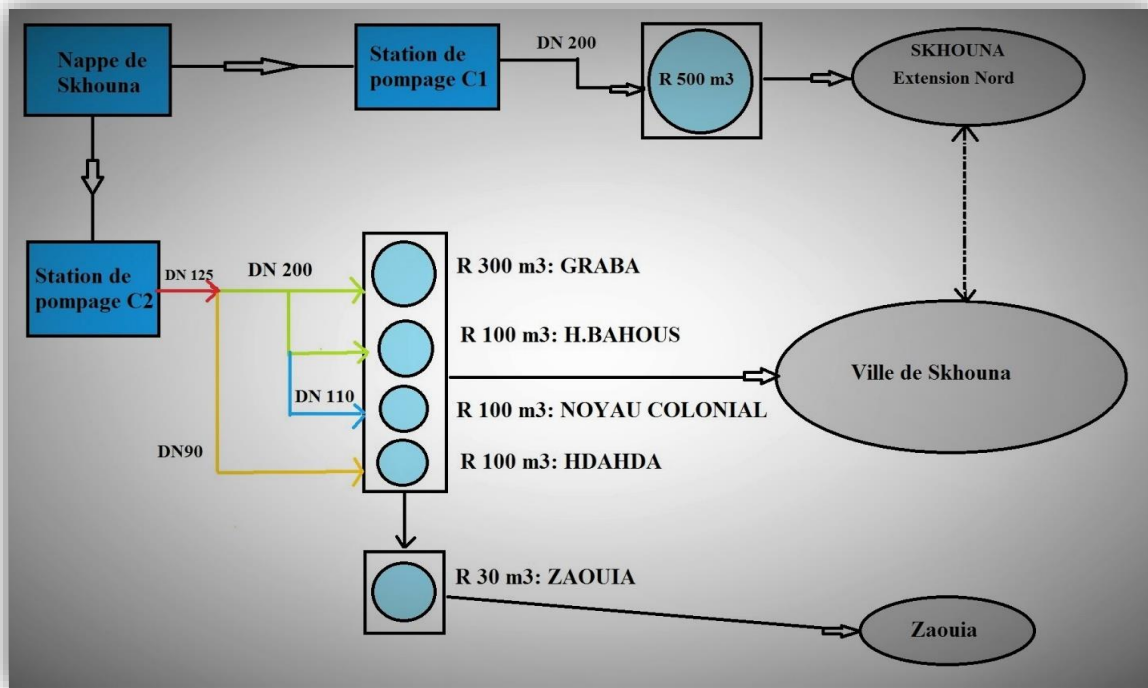


Figure (2.3) : Schéma synoptique du réseau hydraulique d'Ain Skhouna

3. Conclusion

Le deuxième chapitre était un descriptif de l'état actuel du système d'AEP de Ain Skhouna.

L'alimentation du réseau en eau potable de la ville de Ain Skhouna est faite par pompage à partir de deux forage (station de pompage C1 et C2).

Le réseau de distribution de la ville d'Ain Skhouna est de type mixte (maillé et ramifié) qui comprend 240 nœuds et 242 conduites totalisant un linéaire de 21.73 km avec une longueur moyenne des conduites de 89.8 m, les conduites sont principalement en PEHD et en PVC.

Le réseau d'AEP contient 63 conduites PVC en mauvaise état qui doit être rénové.

Avant de fermer ce chapitre il y a deux questions majeures qui se posent concernant les ressources disponibles :

- Les ressources et les infrastructures de stockages actuelles sont-elles suffisantes ? même vers le long terme ?

La réponse à cette question peut être déduite dans le troisième chapitre qui sera ; l'estimation des besoins en eau potable de la zone étudiée.

CHAPITRE III

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

1. Introduction

La mission d'un service d'eau potable est définie comme devant assurer la production et la distribution d'eau potable en quantité, qualité et pression convenues en fonction des capacités du système, en respectant la réglementation, en veillant à la sauvegarde du patrimoine et en assurant la sécurité des usagers, du public et du personnel. Ces exigences nécessitent de bien dimensionner le réseau mais également de le maintenir dans un état satisfaisant [4].

Ce troisième chapitre consiste essentiellement à donner une estimation des besoins en eau potable de l'agglomération de la ville de Ain Skhouna à l'aide de plusieurs méthodes de calcul et d'évaluation.

2. Évaluation de la population à l'horizon d'étude

Afin de parvenir aux besoins en eaux croissants sans cesse, il faut d'abord assurer une bonne évaluation de la population et à différents horizons. La commune de Ain Skhouna compte une agglomération de 7491 habitants en 2017, pour l'estimation des habitants en différents horizons on applique la formule (3.1) des intérêts composés.

$$P = P_0 \cdot [1 + T]^n \quad (3.1)$$

Avec :

P_n : population à l'horizon futur (2030, 2045).

P_0 : population de l'année de référence (2016) = 4706 hab.

T : taux d'accroissement annuel de la population. ($T = 1.7\%$).

n : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré = 13 ans.

Tableau (3.1) : Évolution de la population de Ain Skhouna à différents horizons

Taux d'accroissement	Nombres d'habitants		
	Année 2017	Année 2030	Année 2045
1,7 %	7491	9327	12010

3. Évaluation des besoins en eau de la zone d'étude

3.1. Évaluation des besoins domestique

Du latin ‘domus’ qui désigne ‘la maison’, les besoins en eau domestique représentent l'utilisation journalière de l'eau pour des différentes manières.

Les débits moyens journaliers de cette zone seront calculés par la formule (3.2)

$$Q_{moy j} = \frac{\sum(N_i q_i)}{1000} \quad (m^3/j) \quad (3.2)$$

Où :

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

N_i : Désigne le nombre d'usagers pour différentes catégories de consommateurs.

q_i : La norme moyenne journalière de la consommation ou la dotation journalière.

Tableau (3.2) : Évaluation des besoins en eau domestique à différents horizons

Année	2017		2030		2045	
Nombre d'habitant	7491		9327		12010	
Dotation (l/j/hab.)	150		150		150	
Unités	m^3/j	l/s	m^3/j	l/s	m^3/j	l/s
Consommation moyenne journalière	1123,65	13	1399,05	16,19	1801,5	20,85

Nb : Par rapport à la norme de l'OMS qui fixe à 250 litres par jour et par habitant, la dotation en eau, de l'Algérie se situe en 2013 autour de 175 l/hab/j, selon le ministère des Ressources en eau. Dans ce cas on prend une dotation de 150 l/hab/j.

3.2. Évaluation des besoins d'équipements

Ces équipements représentent les différents types et catégories des besoins en eau comme les besoins scolaires, administratifs, socioculturelles ou commerciaux, ces besoins ont leur propre dotation en eau.

Chapitre III : Estimation des besoins en eau potable

Tableau (3.3) : Évaluation des besoins en eau d'équipements actuel (2017)

Catégorie de consommation	Type de besoin	Équipement	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/u)	Qmoyj (m ³ /j)
Équipement public	Scolaire	École Primaire (03)	Élève	696	10	6.96
		CEM	Élève	490	10	4.90
		Lycée	Élève	322	10	3.22
	Administratif	APC	Employé	60	15	0.9
		Poste	Employé	5	15	0.075
		Gendarmerie	Employé	38	15	0.57
	Sanitaire	Hôpital	Lit	20	100	2
		Salle de soin (02)	Lit	4	100	0.4
	Socioculturel et sportif	Mosquée (03)	Fidèle	1150	15	17.25
		Stade	Douche	16	25	0.4
		Maison de jeune	Personne	15	05	0.075
		Salle de sport	Douche	4	25	0.1
		Auberge de jeunesse	Lit	35	100	3.5
	Commercial	Café (02)	Siège	90	15	1.35
		Lavage auto	Voiture	10	150	1.5
		Restaurant (02)	Siège	48	20	0.96
	Arrosage	Espace vert (jardin)	m ²	10000	6	60
TOTAL						104.16

3.3. Évaluation des besoins de l'agglomération à l'horizon

Les besoins moyens totaux en eau potable de la zone étudiée à l'horizon sont résumés dans le Tableau (3.4).

Tableau (3.4) : Récapitulation des besoins actuels en eau plus les autres termes

Catégorie des besoins	$Q_{moy.j}$ (m ³ /j)		
	2017	2030	2045
Domestique	1123,65	1399,05	1801,5
Publics	104,16	104,16	104,16
Total	1227,81	1503,21	1905,66

Bien noter qu'il est nécessaire de tenir compte les augmentations de consommations et d'extension de l'agglomération ainsi que les pertes dans le réseau de distribution et ajouter une marge de sécurité de 15% des débits calculés pour tenir.

Tableau (3.5) : Récapitulation des besoins en eau majorés de 15%

Type de besoin	$Q_{moy.j}$ (m ³ /j)			15% $Q_{moy.j}$ (m ³ /j)			$Q_{moy.j.cal}$ (m ³ /j)		
	2017	2030	2045	2017	2030	2045	2017	2030	2045
Domestique	1123,65	1399,05	1801,5	168,54	209,85	270,2	1292,19	1608,9	2071,7
Publics	104,16	104,16	104,16	15,63	15,63	15,63	119,79	119,79	119,79
Total	1227,81	1503,21	1905,66	184,17	225,48	285,83	1411,98	1728,69	2191,49

4. Étude des variations des débits

À cause d'irrégularité de la consommation le débit demandé est soumis à plusieurs variations :

- Les variations annuelles qui dépendent du niveau et de mode de vie de la population.
- Les variations mensuelles qui dépendent de l'importance de la ville.
- Les variations journalières qui dépendent du jour de la semaine ou la consommation est importante.
- Les variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.

Au cours d'une année, il existe une journée ou la consommation d'eau est maximale et une autre ou la consommation est minimale par rapport à la consommation moyenne. Afin d'obtenir les débits de ces journées on applique au débit moyen journalier des coefficients correspondants.

4.1. Coefficient d'irrégularité journalière maximum

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum sert de garantie la satisfaction intégrale des besoins en eau de l'agglomération, il varie entre 1,1 et 1,3, on prend 1.3.

$$K_{j \max} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy } j}} \quad (3.3)$$

$Q_{\max j}$: Débit maximum journalier.

$Q_{\text{moy } j}$: Débit moyen journalier.

$K_{j \max}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum.

4.2. Coefficient d'irrégularité horaire maximum

Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi du degré de confort et du régime de travail de l'industrie. Ce coefficient est calculé par la relation (3.4).

$$K_{h \max} = \frac{Q_{\max h}}{Q_{\text{moy } h}} \quad (3.4)$$

$Q_{\max h}$: Débit maximum horaire.

$Q_{\text{moy } h}$: Débit moyen horaire.

$K_{h \max}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum. Qui est composé de deux autres coefficients :

$$K_{h \max} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} \quad (3.5)$$

α_{\max} : qui dépend de niveau de vie et de développement de la population, il est varié entre 1,2 et 1,4. On prend $\alpha_{\max} = 1,3$.

β_{\max} : essentiellement lié à l'accroissement de la population, ses valeurs sont données dans le Tableau (3.6).

Tableau (3.6) : La variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	300000	1000000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,03	1

4.3. Coefficient de pointe

Il se calcule par la formule (3.6).

$$K_p = K_{jmax} \cdot K_{hmax} \quad (3.6)$$

Tableau (3.7) : Les valeurs des différents coefficients de variations

Horizon	Nombre d'habitant	K_{jmax}	α_{max}	β_{max}	K_{hmax}	K_p
2017	7491	1,3	1,3	1,4	1,82	2,366
2030	9327	1,3	1,3	1,3	1,69	2,197
2045	12010	1,3	1,3	1,28	1,664	2,163

4.4. Calcul des débits max et min journaliers et les débits de pointe

Le débit maximum journalier (Q_{maxj}) est lequel utiliser pour le dimensionnement du réservoir et de conduite d'adduction, il se calcul par la formule (3.7).

$$Q_{maxj} = K_{jmax} \cdot Q_{moyj} \quad (3.7)$$

Avec :

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière calculée (m^3/j).

K_{jmax} : Coefficient d'irrégularité maximum qui varie entre 1,1 à 1,3.

On prend $K_{jmax} = 1,3$.

Le débit minimum journalier (Q_{minj}) est la consommation d'eau minimale du jour le plus chargé de l'année, il se calcule par la formule (3.8).

$$Q_{minj} = K_{jmin} \cdot Q_{moyj} \quad (3.8)$$

Avec :

$Q_{moyj\ cal}$: Consommation moyenne journalière calculée (m^3/j).

K_{jmin} : Coefficient d'irrégularité journalière minimum qui varie enté 0,7 à 0,9.

On prend $K_{jmin} = 0,8$.

Le débit de pointe (Q_{pte}) est lequel utiliser pour le dimensionnement des conduites de distribution, il se calcule par la formule (3.9).

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj\ cal} \quad (3.9)$$

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe (m^3/j)

K_p : Coefficient de pointe ($K_p = K_{jmax} * K_{hmoy}$).

$Q_{moyj\ cal}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

Chapitre III : Estimation des besoins en eau potable

Les résultats du calcul des débits sont représentés dans les tableaux (3.8), (3.9) et (3.10).

Tableau (3.8) : Calcul des débits max et min journaliers et les débits de pointe de la commune de Ain Skhouna l'année 2017

Type de consommation	Q _{moyj cal}		K _{jmax}	Q _{maxj} = K _{jmax} *Q _{moyj cal}		K _{hmax}	K _p	Q _{pte} = K _p *Q _{moyj cal}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s			m ³ /j	l/s
Domestique	1292,19	14,95	1,3	1679,84	19,43	1,82	2,37	3062,49	35,43
Publics	119,79	1,39	1,0	119,79	1,38	1,69	1,69	202,45	2,35
Total	1411,98	16,33		1799,63	20,81			3264,94	37,76

Tableau (3.9) : Calcul des débits max et min journaliers et les débits de pointe de la commune de Ain Skhouna pour l'année 2030

Type de consommation	Q _{moyj cal}		K _{jmax}	Q _{maxj} = K _{jmax} *Q _{moyj cal}		K _{hmax}	K _p	Q _{pte} = K _p *Q _{moyj cal}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s			m ³ /j	l/s
Domestique	1608,9	18,62	1,3	2091,57	24,20	1,69	2,197	3534,75	40,91
Publics	119,79	1,39	1,0	119,79	1,39	1,69	1,69	202,45	2,35
Total	1728,69	20,01		2211,36	25,59			3737,2	43,25

Tableau (3.10) : Calcul des débits max et min journaliers et les débits de pointe de la commune de Ain Skhouna pour l'année 2045

Type de consommation	Q _{moyj cal}		K _{jmax}	Q _{maxj} = K _{jmax} *Q _{moyj cal}		K _{hmax}	K _p	Q _{pte} = K _p *Q _{moyj cal}	
	m ³ /j	l/s		m ³ /j	l/s			m ³ /j	l/s
Domestique	2071,7	23,98	1,3	2693,21	31,17	1,664	2,163	4481,09	51,87
Publics	119,79	1,39	1,0	119,79	1,39	1,69	1,69	202,45	2,35
Total	2191,49	25,37		2816	32,56			4683,54	54,22

5. Conclusion

La zone étudiée compte en 7491 habitants en 2017, 9327 habitants en 2030 et 12010 habitants en 2045, Les différents débits calculés pour les différents horizons sont les suivants :

A/ L'horizon 2017 :

Débit moyen journalier : 1411,98 m³/j (16,33 l/s),

Débit maximum journalier : 1799,63 m³/j (20,81 l/s),

Débit de pointe : 3264,94 m³/j (37,76 l/s),

B/ L'horizon 2030 :

Débit moyen journalier : 1728,69 m³/j (20,01 l/s),

Débit maximum journalier : 2211,36 m³/j (25,59 l/s),

Débit de pointe : 3737,2 m³/j (43,25 l/s),

C/ L'horizon 2045 :

Débit moyen journalier : 2191,49 m³/j (25,37 l/s),

Débit maximum journalier : 2816 m³/j (32,56 l/s),

Débit de pointe : 4683,54 m³/j (54,22 l/s),

Dans ce chapitre nous avons déterminé les besoins en eau potable de la commune de Ain Skhouna, le chapitre suivant sera l'étude du stockage.

CHAPITRE IV
ÉTUDE DE STOCKAGE

1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage de stockage et de réglage très important, car il permet de satisfaire les besoins variables dans le temps. Il contient aussi le volume d'eau réservée pour la lutte contre les incendies. Ce chapitre est dans le but de calculer le volume d'eau à stocker et redimensionner l'ouvrage de stockage (le réservoir).

2. Les fonctions des réservoirs

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples. On cite les suivants :

- Assurer la distribution d'eau vers l'abonnés.
- La régulation de l'apport de la consommation d'eau.
- La simplification de l'exploitation.
- La mise en pression des réseaux.
- Assurer les besoins en cas d'incendie ou de dysfonctionnement.

Bien noter qu'un réservoir doit être construits avec des matériaux qui ne sont pas susceptibles d'altérer l'eau, changer sa température où causer une contamination.

3. Types des réservoirs

La distinction entre les réservoirs est faite en fonction de :

- Leur position par rapport au sol :
 - Un réservoir totalement enterré.
 - Un réservoir semi-enterré.
 - Un réservoir élevé (sur tour).
- Les matériaux de construction (béton armé, métallique...).
- Le mode de construction (construction sur-site, construction en usine).
- Leurs formes (cylindrique, conique, sphérique, parallélépipédique).

4. Emplacement des réservoirs

Pour avoir un bon emplacement de réservoir, il doit être placé à une cote supérieure à celle du point le plus élevé de l'agglomération pour bien assurer l'alimentation en pression suffisante au abonnés.

5. Équipements des réservoirs

Afin que le réservoir accompli son rôle, il doit être équipé avec :

5.1 Conduite d'adduction (d'arrivée)

Cette conduite se trouve à la partie supérieure du réservoir ; ou elle parvient par sur verse en chute libre car cette disposition provoque une oxygénation de l'eau souterraine qui en générale est pauvre d'oxygène. Afin d'éviter une surveillance constante lors du remplissage, il suffit de rendre automatique l'arrêt de la pompe, ou bien déposer un robinet flotteur.

D'un point de vue économique, il est préférable que l'adduction du réservoir est faite par gravité.

5.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,20 m au-dessus du radier, Une vanne papillon automatique est disposée sur la conduite de départ pour isoler rapidement le réservoir en cas d'accident au niveau de la conduite de distribution.

5.3. Conduite de trop –plein

Elle a comme rôle d'empêcher l'eau de passer son niveau maximum dans le réservoir, en cas d'une panne quelconque sur le robinet flotteur cette conduite assure l'évacuation de l'excès des débits arrivants dans le réservoir.

5.4. Conduite de vidange

Cette conduite évacue les dépôts, elle est commandée par un robinet, elle est installée dans le plus bas du réservoir et prend en charge également les eaux du trop-plein elle est raccordée soit au réseau d'assainissement s'il existe, soit elle déverse vers la nature.

5.5. Conduite by-pass

En cas de panne, vidange ou bien de travaux de maintenance on doit assurer la continuité de la distribution, et cela s'effectue par la liaison de la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé 'by-pass'.

5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour assurer une réserve pour la lutte contre les incendies, il faut interdire matériellement son utilisation en service normal et rendre accessible par une vanne spéciale en cas de nécessité.

5.7. Entretien des réservoirs

Le réservoir doit être objet d'une surveillance régulière et cela en ce qui concerne les fissures et le phénomène de corrosion pour les pâties métalliques du corps de l'ouvrage.

Pour le bon fonctionnement des réservoirs, il y a lieu de procéder aux opérations suivantes :

- Isoler la cuve destinée à être nettoyer et la vidangée.
- Éliminer par brossage les dépôts.
- Examiner les parois de la cuve.
- Désinfecter les lieux à l'aide de désinfectants.

6. Calcul du stockage

6.1. Évaluation de la consommation horaire

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitant dans le Tableau (4.1).

Tableau (4.1) : Variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération

Heures (H)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
1	2	3	4	5	6
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,3	3
5-6	3	3,5	4,2	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,5	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	4,6	5,2	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,8	4,6	8,5
12-13	7	5	4,5	4,6	8,5
13-14	7	5	4,2	4,6	6

Chapitre IV : Étude de stockage

14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,4	4,7	3,5
17-18	6,5	5,5	4,2	4,4	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4,5	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	3,75	3
22-23	2	2	4,8	3,75	2
23-24	1	1,5	3,5	3,75	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

NB : La zone étudiée compte 12010 habitants à l'horizon 2045, alors en prend les valeurs du coefficient horaire de la colonne 3 du Tableau (4.1).

Tableau (4.2) : Détermination de la capacité du réservoir

Heure (H)	$\Delta h\%$	Volume (m ³)		Volume cumulée (m ³)		La différence (m ³)	
		$Q \cdot \Delta T$	$Q \cdot \Delta T \cdot \Delta H \cdot 0,24$	V apporté	V consommé	ΔV^+	ΔV^-
1	2	3	4	5	6	7	8
0_1	1,5	117,33	42,23	117,33	42,23	75,1	
1_2	1,5		42,23	234,66	84,46	150,2	
2_3	1,5		42,23	351,99	126,69	225,3	
3_4	1,5		42,23	469,32	168,92	300,4	
4_5	2,5		70,39	586,65	239,31	347,34	
5_6	3,5		98,55	703,98	337,86	366,12	
6_7	4,5		126,71	821,31	464,57	356,74	
7_8	5,5		154,87	938,64	619,44	319,2	
8_9	6,25		175,99	1055,97	795,43	260,54	
9-10	6,25		175,99	1173,3	971,42	201,88	

10_11	6,25		175,99	1290,63	1147,41	143,22	
11_12	6,25		175,99	1407,96	1323,4	84,56	
12_13	5		140,79	1525,29	1464,19	61,1	
13_14	5		140,79	1642,62	1604,98	37,64	
14_15	5,5		154,87	1759,95	1759,85	0,1	
15_16	6		168,95	1877,28	1928,8		-51,52
16_17	6		168,95	1994,61	2097,75		-103,14
17_18	5,5		154,87	2111,94	2252,62		-140,68
18_19	5		140,79	2229,27	2393,41		-164,14
19_20	4,5		126,71	2346,6	2520,12		-173,52
20_21	4,5		126,71	2463,93	2646,83		-182,9
21_22	3		84,47	2581,26	2731,3		-150,04
22_23	2		56,31	2698,59	2787,61		-89,02
23_24	1,5		42,23	2815,92	2829,84		-13,92

6.2. Principe de calcul

Deux méthodes peuvent être appliquées pour la détermination de la capacité du réservoir :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

6.2.1. La méthode analytique :

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

$$V_r = |\Delta V_{\max}^+| + |\Delta V_{\max}^-| + V_{RI} \quad (4.2)$$

$$V_r = 366.12 + 182.9 + 120$$

$$V_r = \mathbf{669.02 \text{ m}^3} \text{ (on prend } 800 \text{ m}^3 \text{ comme volume normalisé du réservoir).}$$

Avec

V_{RI} : volume de la réserve incendie = 120 m³.

6.2.2. La méthode graphique

Cette méthode se base sur la représentation graphique des volumes de la consommation ainsi que ceux cumulés d'apport répartis sur 24 heures.

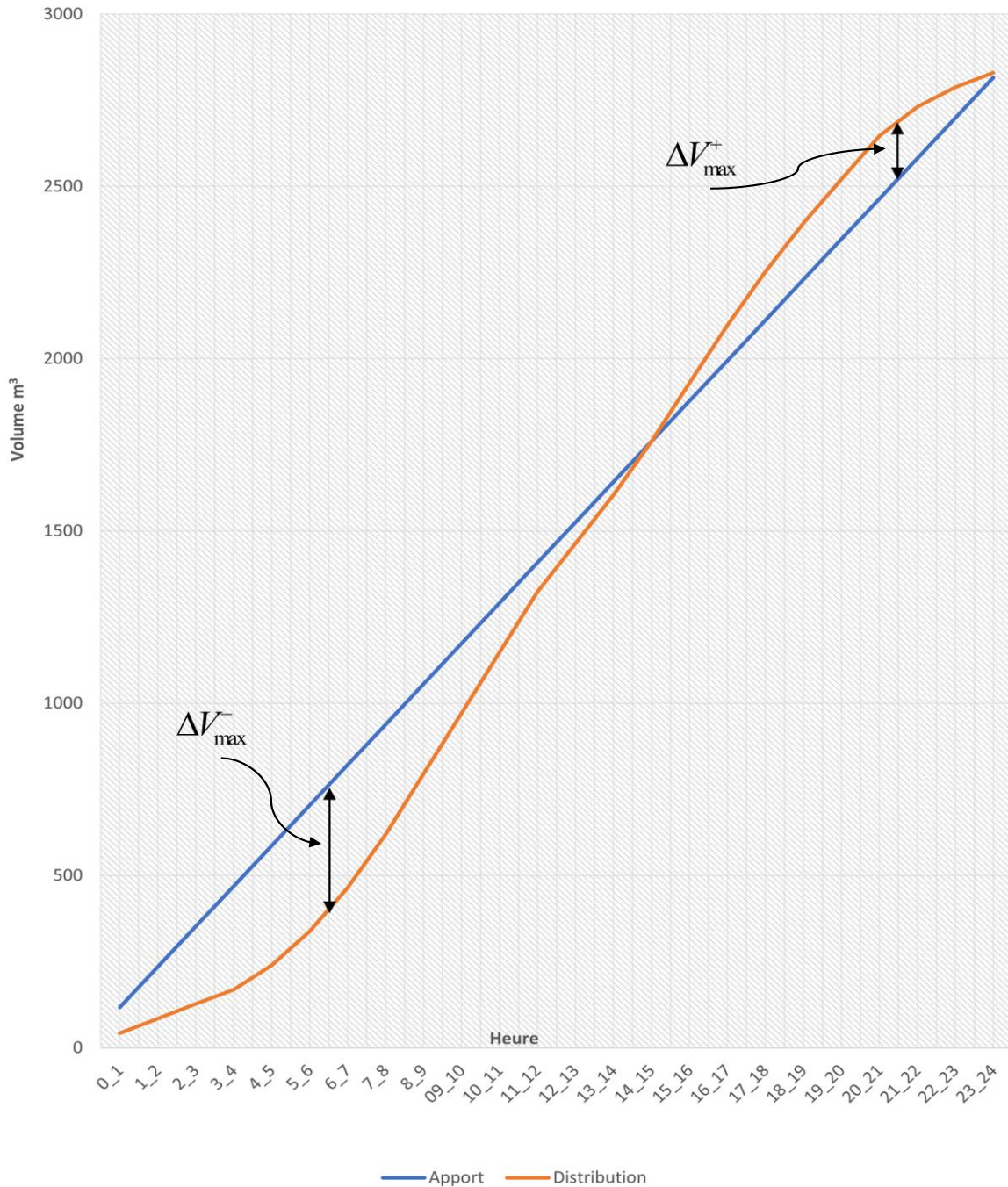


Figure (4.1) : Représentation graphique de calcul du volume de réservoir.

N.B : La zone étudiée est alimentée par deux réservoirs ; un réservoir de 300 m³ (GRABA) et un réservoir de 100 m³ (NOYAU COLONIAL).

Vu l'ancienneté et le mauvais fonctionnement des deux réservoirs et ses incapacités d'assurer une distribution régulière vers le long terme, on va ajouter un nouveau réservoir de 800 m³ et négliger les deux réservoirs existant.

7. Dimensionnement du réservoir projeté

Le réservoir choisit est de forme cylindrique, son diamètre est calculé par la relation (4.2).

$$d = \sqrt{\frac{4V}{\pi h}} \quad (4.2)$$

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 800}{3,14 \cdot 5}} = 14,27 \text{ m. On prend } d = 15 \text{ m.}$$

Où :

V : le volume du réservoir égale à 800 m³.

$$h : \text{ la hauteur d'eau dans le réservoir : } h = \frac{4V}{\pi \cdot d^2} \Rightarrow h = \frac{4 \cdot 800}{3,14 \cdot (15)^2} = 4,52 \text{ m. On prend } h = 5 \text{ m.}$$

7.1. Diamètre de la conduite d'amené

Supposons que la vitesse est égale à 1 m/s, le diamètre de la conduite d'amenée est déterminé par la relation (4.3).

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} \quad (4.3)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,05422}{1 \cdot \pi}} = 0,262 \text{ m. On prend le diamètre } 315 \text{ mm } (\varnothing 315).$$

On calcule la vitesse avec le diamètre (0,315 m), sera : $v = \frac{4Q}{\pi \cdot D^2} = 0,69 \text{ m / s}$

7.2. Calcul de la cote radier du réservoir

La cote du radier du réservoir est déterminée par l'application de la formule (4.4) :

$$Cr = Ctn + [H] + H_{wi} + P_s + H_{we} \quad (4.4)$$

Ctn : cote du terrain naturel du point le plus défavorable

$[H]$: hauteur d'eau (pression imposée) = 10 + 4n = 4.2+10= 18 m.c.e avec n = 2 étages.

H_{wi} : perte de charge à l'intérieur du réseau = 3 m.c.e

P_s : la pression au sol au niveau du point de puisage le plus élevé. $P_s = 3$ à 5 (on prend $P_s = 3$ m.c.e)

H_{we} : perte de charge au niveau de la conduite de distribution : $H_{we} = j.L$

$$J = 1,865 * 10^{-3} * \frac{Q_{pte}^2}{D^{5,33}} = 1,865 * 10^{-3} * \frac{0,054222^2}{0,315^{5,33}} = 0,002588m / m$$

$$H_{we} = 0,002588 * 100 = 0,26 m$$

$$C_r = 1001 + 18 + 3 + 3 + 0,26 = \mathbf{1025,26 m}$$

7.3. Calcul de la cote trop plein

Le trop plein est déterminé par la formule (4.5).

$$C_{tp} = C_r + h_e + h \quad (4.5)$$

Avec

h : hauteur de chute d'eau = $0,5 m$

$$C_{tp} = 1025,26 + 5 + 0,5 = \mathbf{1030,76 m}$$

7.4. Détermination du type de réservoir projeté

La nature du réservoir projeté est déterminée par l'utilisation de la formule (4.6).

$$H_{ch} = C_r - C_{tn} \quad (4.6)$$

$$H_{ch} = 1030,26 - 1000 = \mathbf{30,26 m}$$

$H_{ch} = 30,26 m > 0$, Donc notre réservoir est de type château d'eau avec $H_{ch} = 30,5 m$.

Avec : **1000 m** : cote terrain naturel site d'implantations de notre réservoir.

8. Château d'eau

Un château d'eau est généralement une tour, qui a pour rôle de stocker et entreposer l'eau potable. Cette dernière est envoyée dans le réservoir situé au sommet de l'ouvrage à l'aide de pompes. Le réservoir doit être situé plus haut que les consommateurs, afin que l'eau soit conduite jusqu'à eux via le réseau de distribution grâce à la pression exercée, selon le principe des vases communicants. Le réservoir contient aussi une réserve destinée pour la lutte contre les incendies.

8.1. Fonctionnement de château d'eau

L'eau est acheminée du point d'eau au réservoir. Si l'altitude du point d'eau est inférieure à l'altitude du réservoir, on utilise des pompes pour relever l'eau jusqu'à ce dernier.

L'eau est ensuite envoyée dans un réseau gravitaire qui va assurer son acheminement vers l'ensemble des habitations. La pression de l'eau qui est fournie au robinet des abonnés est proportionnelle au dénivelé qui existe entre le niveau d'eau dans le château d'eau et l'habitation : 10 mètres de dénivelé équivalent à 1 bar de pression, 20 mètres à 2 bars de pression, etc. Les plus grands châteaux d'eau peuvent contenir plusieurs dizaines de milliers de mètres cubes d'eau. [5].

8.2. Les avantages d'un château d'eau

- Ils forment un élément de sécurité d'approvisionnement : ils « peuvent assurer, en cas de problème à la station de production d'eau, la distribution d'eau en général 12 à 24 heures.
- Ils assurent une pression constante sur le réseau.
- Ils constituent un élément de sécurité de l'eau, un bassin de décantation supplémentaire.
- Ils servent de repères pour les promeneurs, les pilotes d'avions et les bateaux pour la navigation côtière.

8.3. Les inconvénients de château d'eau

- Les coûts d'investissements estimés sont beaucoup plus importants.
- L'empreinte d'une verrue dans l'environnement de façon irréversible pour plus d'un siècle.
- L'impossibilité d'agrandir sa capacité.
- Le compartimentage de la cuve entraîne un surcoût non négligeable. La solution alternative est la construction de deux châteaux d'eau cote à cote.

8.4. Les équipements de château d'eau

- | | |
|--|---------------------------|
| ➤ Conduite de distribution d'eau potable. | ➤ Crépines. |
| ➤ Conduite de réserve d'incendie. | ➤ Conduite de trop-plein. |
| ➤ Conduite de refoulement (apport). | ➤ Conduite de vidange. |
| ➤ Clapet de retenue. | ➤ Robinets. |
| ➤ By-pass entré la distribution et l'apport. | ➤ Compteur. |
| | ➤ Échelle. |

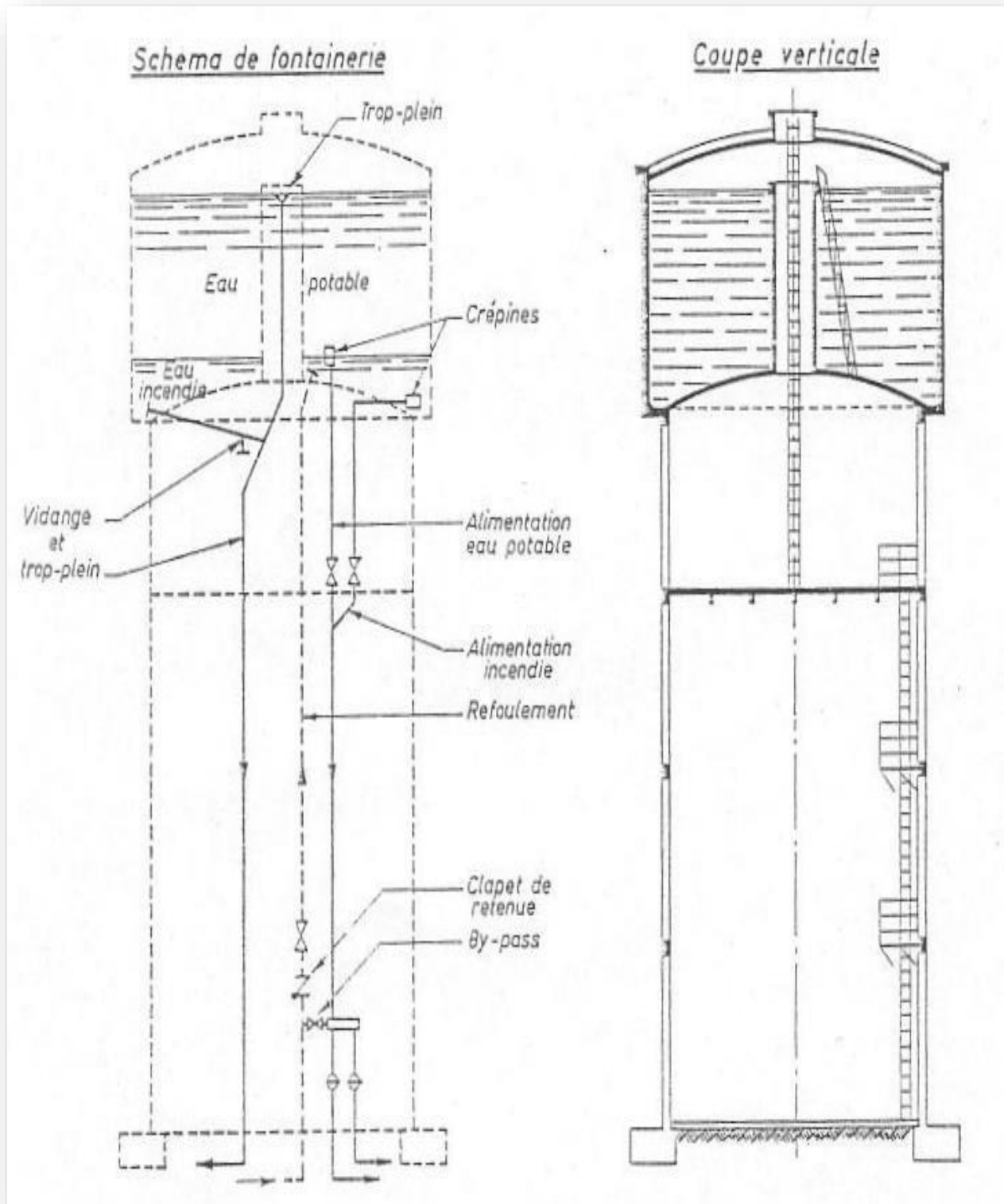


Figure (4.2) : Représentation d'un schéma d'un château d'eau.

9. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé le volume du réservoir qui va alimenter la zone étudiée. Les deux réservoirs existants seront remplacés par un nouveau réservoir de 800 m³ de volume à cause de l'ancienneté et le mauvais fonctionnement de ces deux ouvrages de stockage et ses incapacités d'assurer une distribution régulière.

Notre réservoir est de forme cylindrique avec un diamètre de (15 m) et de type château d'eau avec une hauteur du tour de 30,5 m, la cote trop plein est de 1030,76 m, et la cote radier est de 1025,26.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

1. Introduction

Un réseau de distribution est un système composé de plusieurs conduites de différents diamètres interconnecté entre eux par des pièces spécifiques comme les coudes par exemple.

Pour que ce réseau garantir une bonne distribution de l'eau, il doit être dimensionné de telle façon qu'il assure :

- Les forts débits instantanés en tenant compte des débits de pointe.
- Une pression nécessaire à tous les catégories des consommateurs pendant toute la journée.
- Une vitesse d'eau de l'ordre 0,5 à 1,5 m/s pour éviter les dépôts dans les conduites qui sont difficile à évacuer.

2. Choix du type de réseau de distribution

Les type des réseaux de distribution sont choisi suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue trois types :

- Les réseaux ramifiés.
- Les réseaux maillés.
- Les réseaux mixtes (maillés + ramifiés).

Les conduites d'un réseau ramifiés ne sont alimentées que par une seule source située à l'amont, ce type de réseau représente l'inconvénient de ne pas assurer une alimentation en retour, par contre il présente l'avantage d'être économique.

Les réseaux maillés permettent une alimentation en retour plus équilibrée, ce type est couteux par rapport au premier type, mais en raison de sécurité ils doivent être préférés qu'un réseau ramifié.

Un réseau mixte représente la combinaison entre les deux premier type (maillé et ramifié).

Le choix de type de réseau de distribution se fait en fonction de :

- Plan d'urbanisme directeur de l'agglomération.
- La position des grands consommateurs.
- Plan de masse de l'agglomération.

NB : Le réseau de distribution de la zone étudiée est de type mixte. Nous allons le convertir en un réseau maillé composé de 6 mailles pour un mieux dimensionnement.

3. Choix du type de canalisation

Le choix du type de canalisation est basé essentiellement sur :

- La nature du terrain (pour garantir la résistance des conduits à l'agressivité du sol).
- Une bonne pose des conduites.
- Une bonne conjonction des conduites avec les équipements auxiliaires.

Dans notre cas nous avons choisi le polyéthylène haute densité (PE-HD) pour ses avantages :

- Une bonne flexibilité qui assure la facilité de pose.
- Sa résistance à la corrosion interne et externe.
- Très bonne résistance aux acides, alcools aliphatiques, aldéhydes, hydrocarbures aliphatiques et aromatiques
- Faible résistance aux agents oxydants.
- Une longue durée de vie (théoriquement environ 50 ans à 20 °C).

3.1. Choix du tracé :

Pour l'établissement des conduites dans un réseau, il faut bien tenir compte de :

- Faire la distribution suivant la répartition d'habitants.
- Déterminer le sens principal de l'écoulement d'eau.
- Suivant ce sens, établir le tracer des conduites principales en parallèle (conduites maitresses).
- Raccorder ces conduites maitresses pour avoir les mailles.

4. Détermination des débits

4.1. Débit global en route

C'est le débit réparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, et évalué comme en utilisant la formule (5.1).

$$Q_r = Q_{pte} - \sum Q_{conc} \quad (5.1)$$

Avec :

Q_r : Débit en route global (l/s).

Q_{pte} : Débit de pointe (l/s).

ΣQ_{conc} : Somme des débits concentrés (l/s), qui correspondent aux consommations de l'industrie et de l'agriculture en dehors du réseau. Dans notre cas les débits concentrés sont nuls, $\Sigma Q_{conc} = 0$. Donc $Q_r = Q_{pte}$.

4.2. Débit spécifique

C'est le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs des tronçons du réseau. Il est calculé par la formule (5.2).

$$Q_{sp} = \frac{Q_r}{\Sigma L_i} \quad (5.2)$$

Avec :

Q_r : Débit spécifique (l/s/m).

ΣL_i : Somme des longueurs des tronçons du réseau sauf les longueurs n'assurant pas le service en route en (m).

4.3. Débit par tronçon

Le débit en route par tronçon se calcule par l'expression (5.3).

$$Q_{ri} = Q_{sp} \cdot L_i \quad (5.3)$$

Avec :

L_i : Longueur de chaque tronçon i.

4.3. Débit aux nœuds

C'est le débit de consommation supposé concentrer à chaque point de jonction des conduites du réseau. Il se calcule par la relation (5.4).

$$Q_n = 0,5 \cdot \Sigma Q_r - \Sigma Q_{conc} \quad (5.4)$$

Avec :

Q_n : Débit au nœud i (l/s).

ΣQ_r : la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).

ΣQ_{con} : la somme des débits concentrés au nœud (l/s).

Les résultats donnés par les quatre formules précédentes sont dans le Tableau (5.1).

Tableau (5.1) : Récapitulatif de calcul des débits.

Heures de pointe	Q_{pte}		Q_{con} (l/s)	Q_r (l/s)	$\sum Li$ (m)	Q_{sp} (l/s/ml)
	m^3/j	l/s				
		4683,54	54,22	0	54,22	5755

Avec :

$\sum Li$: longueur totale du réseau de distribution.

5. Calcul du réseau

Le calcul du réseau a pour but de déterminer les débits réels avec ses vrais sens d'écoulement dans chaque tronçon, on utilise la méthode d'Hardy-Cross qui est basée sur les deux lois de Kirchhoff :

1. Principe d'équilibre des débits : dans chaque nœud : $\sum Q_{entrant} = \sum Q_{sortant}$,
2. Principe d'équilibre des pertes de charge : au long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle : $\sum H_L = 0$.

La méthode d'Hardy-Cross consiste tout d'abord à se fixer dans chaque maille, une répartition supposée des débits ainsi qu'un sens supposé d'écoulement tout en respectant la première loi. Un diamètre tout au moins provisoire des canalisations peut être choisi et l'on calcule les pertes de charge correspondantes [8], [9].

5.1. Détermination des diamètres

La détermination des diamètres des conduites se fait de telle sorte que la vitesse d'écoulement dans les conduites soit comprise entre 0,5 et 1,5. Elle se fait en utilisant la formule (5.5).

$$d = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} \tag{5.5}$$

Q : Débit véhiculé (m^3/s) de la première répartition.

V : Vitesse d'écoulement correspondante au débit Q, on prend une vitesse de $v=1m/s$.

5.2. Détermination des pertes de charge

Les pertes de charge sont calculées par la formule de Darcy-Weisbach (5.6) :

$$H_L = \lambda \frac{L}{d} \frac{v^2}{2g} \quad (5.6)$$

λ : Coefficient de Darcy-Weisbach.

v : Vitesse d'écoulement (m/s)

L : Longueur de la conduite (m)

d : Diamètre de la conduite (m)

Q : Débit d'écoulement (m³/s)

5.3. Calcul des vitesses

Les vitesses sont calculées par la formule (5.7).

$$v = \frac{4Q}{\pi d^2} \quad (5.7)$$

v : Vitesse d'écoulement dans le tronçon i en m/s.

Q : Débit d'écoulement dans le tronçon i en m³/s.

d : Diamètre intérieur du tronçon i en m.

5.4. Calcul des cotes piézométrique et des pressions au sol

Suivant le sens de l'écoulement, les cotes piézométriques sont calculées par la relation (5.8).

$$CP_{aval} = CP_{amont} \pm H_L \quad (5.8)$$

CP_{aval} : Cote piézométrique en un nœud en m.

CP_{amont} : Cote piézométrique au nœud précédent en m.

+ H_L : Dans le sens inverse de l'écoulement en m.

- H_L : Dans le sens de l'écoulement en m.

On prend par sécurité pour la cote piézométrique de départ, la cote radier du réservoir.

La pression au sol est calculée par la relation (5.9) :

$$[H] = Cp - Ctn \quad (5.9)$$

$[H]$: Pression au sol en un nœud en m.

Cp : Cote piézométrique pour ce nœud en m.

Ctn : Cote terrain naturelle de ce nœud en m.

Tableau (5.2) : Calcul des débits en route

N ° des tronçons	Longueur L_i (m)	Débit spécifique Q_{sp} (l/s/ml)	Débit en route $Q_r = Q_{sp} * L_i$ (l/s)
1-2	149	0.00942137	1,40
2-3	154		1,45
3-4	315		2,96
3-7	370		3,48
4-6	348		3,27
4-5	260		2,44
5-6	360		3,39
6-7	180		1,69
7-8	280		2,63
8-1	143		1,34
8-9	260		2,44
9-10	290		2,73
10-11	225		2,11
11-14	420		3,95
11-12	350		3,29
12-13	360	3,39	
13-14	460	4,33	
13-15	200	1,88	
14-1	284	2,67	
15-1	347	3,26	
Total	$\Sigma = 5755$		$\Sigma = 54.22$

Chapitre V : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau (5.3) : Répartition des débits par tronçon et par nœud.

N° des nœuds	N° des tronçons	Longueurs tronçons (m)	Q_{sp} (l/s/m)	Q_r (l/s)	$0.5 \sum Q_r$ (l/s)	Débit réservé Q_{con} (l/s)	Débit noeudal Q_n (l/s)	Observation
1	1-2	149	0,00942137	1,40	4,33	0	4,33	/
	1-8	143		1,34		0		/
	1-14	284		2,67		0		
	1-15	347		3,26		0		
2	2-1	149		1,40	1,42	0	1,42	/
	2-3	154		1,45		0		/
3	3-2	154		1,45	3,94	0	3,94	/
	3-4	315		2,96		0		/
	3-7	370		3,48		0		/
4	4-3	315		2,96	4,33	0	4,33	/
	4-5	260		2,44		0		/
	4-6	348		3,27		0		/
5	5-4	260		2,44	2,91	0	2,91	/
	5-6	360		3,39		0		/
6	6-4	348		3,27	4,17	0	4,17	/
	6-5	360		3,39		0		/
	6-7	180		1,69		0		/
7	7-6	180		1,69	3,9	0	3,9	/
	7-3	370		3,48		0		/
	7-8	280	2,63	0		/		
8	8-7	280	2,63	3,20	0	3,20	/	
	8-1	143	1,34		0		/	
	8-9	260	2,44		0		/	
9	9-8	260	2,44	2,58	0	2,58	/	
	9-10	290	2,73		0		/	
10	10-9	290		2,73	2,42	0	2,42	/

Chapitre V : Dimensionnement du réseau de distribution

	10-11	225		2,11		0		/
11	11-10	225		2,11	4,67	0	4,67	/
	11-14	420		3,95		0		/
	11-12	350		3,29		0		/
	12-11	350		3,29		0		/
12	12-13	360		3,39	3,34	0	3,34	/
	13-12	360		3,39		0		/
13	13-14	460		4,33	4,8	0	4,8	/
	13-15	200		1,88		0		/
	14-13	460		4,33		0		/
14	14-11	420		3,95	5,47	0	5,47	/
	14-1	284		2,67		0		/
	15-13	200		1,88		0		/
15	15-1	347		3,26	2,57	0	2,57	/

Chapitre V : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau (5.4) : les diamètres calculés et les diamètres commerciaux

N° de conduite	Nœud		Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre calculé (mm)	Diamètre commercial (mm)
	Amont	Aval				
C1	N1	N2	149	20	159	160
C2	N2	N3	154	18,58	153	160
C3	N3	N4	315	7,32	96	110
C4	N3	N7	370	7,32	96	110
C5	N4	N6	348	1,5	44	63
C6	N4	N5	260	1,49	43	63
C7	N5	N6	360	1,42	42	63
C8	N6	N7	180	0,54	26	63
C9	N7	N8	280	7,82	99	110
C10	N8	N1	143	11,62	121	125
C11	N8	N9	260	8,42	103	110
C12	N9	N10	290	5,83	86	90
C13	N10	N11	225	3,41	94	110
C14	N11	N14	420	3,27	65	75
C15	N11	N12	350	5,8	85	90
C16	N12	N13	360	2,46	55	63
C17	N13	N14	460	2,66	58	63
C18	N14	N1	284	8,13	101	110
C19	N13	N15	200	5,43	83	90
C20	N15	N1	347	8	100	110

6. Simulation du réseau avec « EPANET »

Le modèle de simulation hydraulique utilisé pour cette étude est le logiciel EPANET

Version 2.0 développé par l'Agence de Protection de l'environnement Américaine (USEPA).

6.1. Ce qu'est EPANET

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

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples : définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. EPANET offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple :

- Utilisation en alternance des différentes ressources du système.
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs.
- Préciser l'usage des stations de chloration (ou autres retraitements) en réseau.
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

Disponible sous Windows, EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques). [6].

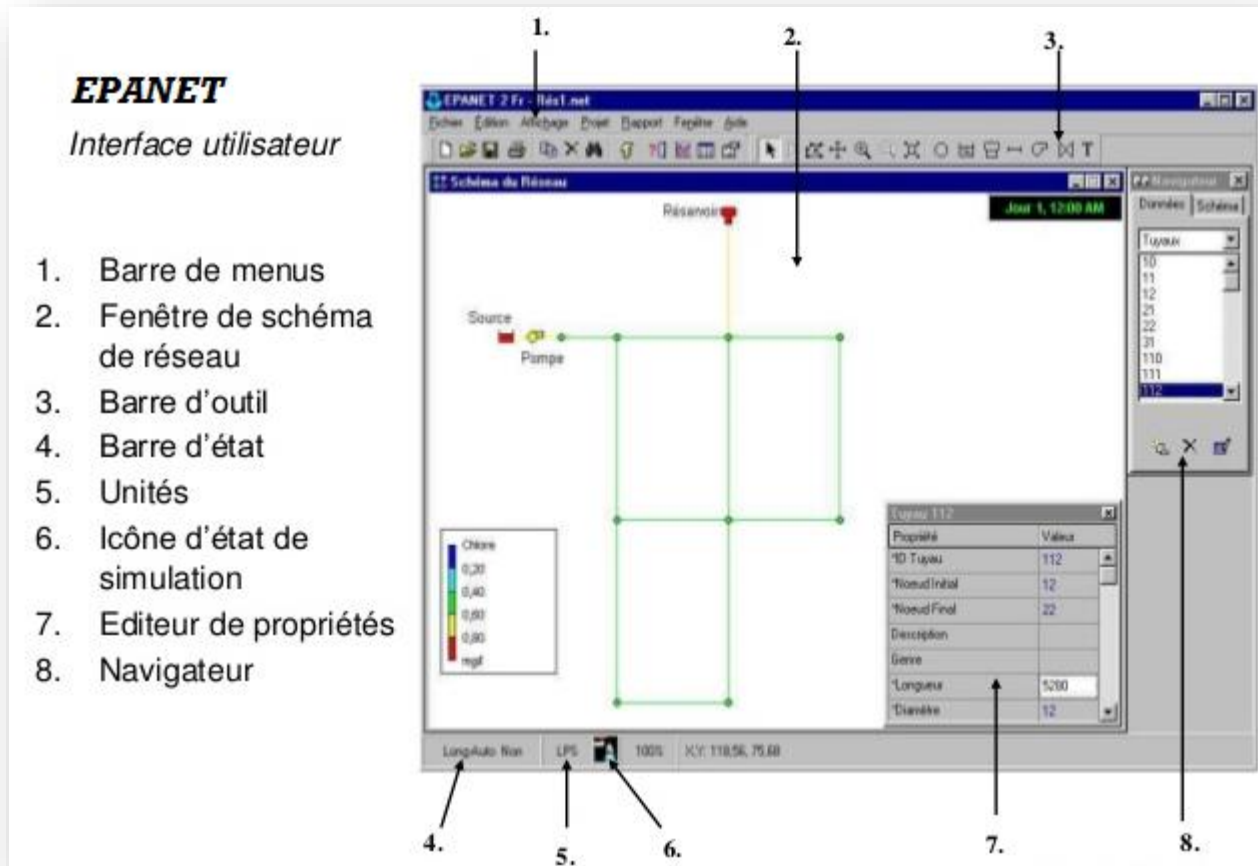


Figure (5.1) : Interface d'utilisateur du logiciel EPANET.

6.2. Les étapes de la simulation :

La modélisation de notre système de distribution d'eau suit les étapes suivantes :

1. Dessiner le réseau représentant le système de distribution sur AUTOCAD.
2. Enregistrer le fichier sous l'extension « dxf ».
3. EpaCAD est utilisé pour transformer le calque du schéma du réseau à un fichier texte lu par EPANET (exemple.inp). Cette procédure sert à garder les propriétés du dessin du réseau sur AUTOCAD.



Figure (5.2) : La fenêtre principale du logiciel EpaCAD.

4. Ouvrir le fichier (exemple.inp) dans EPANET.
5. Chaque nœud doit avoir son altitude et son débit au nœud.
6. Puis on donne à chaque conduite son diamètre et sa rugosité en millimètre (la rugosité = 0.1 pour tous les conduites).
7. Insérer les donner du réservoir (la cote du radier, le diamètre ...ect).
8. Dans les options de simulation ont choisi le (l/s) comme unité de débit et la formule de Darcy-Weisbach pour le calcul des pertes de charge.
9. On lance la simulation et on visualise les résultats.

6.3. Le fonctionnement d'EPANET

6.3.1. La première étape

Dans l'onglet de projet sélectionnez 'par défaut', sur la boîte de dialogue représenté en figure sélectionnez les paramètres suivants dans l'onglet Hydrauliques :

- Unité de débit : LPS (l/s).
- Formule de Perte de Charge : D-W (Darcy-Weisbach).



Figure (5.3) : Boîte de dialogue des Valeurs par Défaut.

6.3.2. Etape 2

Dans la rubrique de Navigation des données on peut définir les propriétés des différents objets du réseau (tuyaux, nœud, etc.).

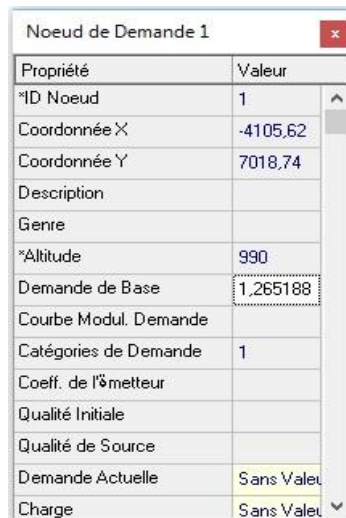


Figure (5.4) : Rubrique de Navigation des données.

6.3.2.1. Propriétés des nœuds de demande

On trouve dans cette fenêtre :

- Cordonnée x et y : La position horizontal et vertical du nœud.
- Altitude en mètre pour le calcul de la pression et la charge de chaque nœud.
- La demande de base au nœud en l/s.

The image shows a window titled 'Noeud de Demande 1' containing a table of properties and values for a demand node.

Propriété	Valeur
*ID Noeud	1
Coordonnée X	-4105,62
Coordonnée Y	7018,74
Description	
Genre	
*Altitude	990
Demande de Base	1,265188
Courbe Modul. Demande	
Catégories de Demande	1
Coeff. de l'°metteur	
Qualité Initiale	
Qualité de Source	
Demande Actuelle	Sans Valeu
Charge	Sans Valeu

Figure (5.5) : Propriétés des nœuds de demande

6.3.2.2. Propriétés du tuyau

Dans cette fenêtre on trouve :

- Nœud initial : Identification du nœud d'où le tuyau part.
- Longueur : La longueur du tuyau en (m).
- Le diamètre du tuyau en (mm).
- La rugosité : Le coefficient de rugosité du tuyau.



Propriété	Valeur
*ID Tuyau	1
*Noeud Initial	1
*Noeud Final	5
Description	
Genre	
*Longueur	100
*Diamètre	200
*Rugosité	0,1
Coeff. Pertes Singul.	0
État Initial	Ouvert
Coef. Réact. dans la Masse	
Coef. Réact. aux Parois	
Débit	Sans Valeur
Vitesse	Sans Valeur

Figure (5.6) : Propriétés du tuyau

6.3.2.3. Propriétés du réservoir

Dans la boîte de dialogue des propriétés du réservoir on trouve :

- Cordonnée x : La position horizontale du réservoir.
- Cordonnée y : La position verticale du réservoir.
- Altitude de radier : Altitude du radier du réservoir en (m).



Propriété	Valeur
*ID Réservoir	14
Coordonnée X	7904,60
Coordonnée Y	7137,99
Description	
Genre	
*Altitude du Radier	999
*Niveau Initial	2
*Niveau Minimal	0
*Niveau Maximal	4
*Diamètre	10
Volume Minimal	
Courbe de Volume	
Modèle de Mélange	Parfait
Fraction de Mélange	

Figure (5.7) : Propriétés du réservoir.

6.3.3. La troisième étape

Après définir tous les propriétés du réseau on peut afficher les résultats des nœuds et de tronçons sous forme de tableau, sous l'onglet Rapport » Tableau.

7. Calcul des paramètres hydrauliques

7.1. Calcul des pertes de charge et des vitesses finales

Après avoir introduit les données mentionnées dans les étapes de fonctionnement du model de calcul EPANET, nous avons obtenu les résultats représenté dans le tableau (5.5).

Tableau (5.5) : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des tronçons (Répartition finale)

N ° de conduite	Nœud		Longueurs m	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Perte de Charge Unit totale m/km
	amont	aval						
CR	R	N1	100	315	0,1	54,22	0,69	1,38
C1	N1	N2	149	160	0,1	17,45	0,87	4,86
C2	N2	N3	154	160	0,1	16,03	0,80	4,14
C3	N3	N4	315	110	0,1	8,19	0,86	7,63
C4	N3	N7	370	110	0,1	3,90	0,41	1,90
C5	N4	N6	348	63	0,1	1,68	0,54	6,34
C6	N4	N5	260	63	0,1	2,18	0,70	10,39
C7	N5	N6	360	63	0,1	-0,73	0,41	1,37
C8	N6	N7	180	63	0,1	-3,22	1,03	21,70
C9	N7	N8	280	110	0,1	-3,22	0,40	1,33
C10	N8	N1	143	125	0,1	-14,47	1,18	11,83
C11	N8	N9	260	110	0,1	8,08	0,85	7,39
C12	N9	N10	290	90	0,1	5,47	0,86	9,77
C13	N10	N11	225	90	0,1	3,05	0,48	1,21
C14	N11	N14	420	75	0,1	-3,17	0,72	8,75
C15	N11	N12	350	90	0,1	1,55	0,40	0,94
C16	N12	N13	360	63	0,1	-1,79	0,57	7,14
C17	N13	N14	460	63	0,1	-1,14	0,43	3,12
C18	N14	N1	284	110	0,1	-9,79	1,03	10,71
C19	N13	N15	200	90	0,1	-5,44	0,86	9,68
C20	N15	N1	347	110	0,1	-8,01	0,84	7,32

7.2. Calcul des cotes piézométriques et des pressions au sol

Les cotes piézométriques sont calculées par l'équation (5.8), et les pressions au sol par l'équation (5.9). Les résultats de calcul par le logiciel EPANET sont montrés dans le Tableau (5.6).

Tableau (5.6) : Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds (Répartition finale)

ID Nœud	CTN m	Demande LPS	CP m	[H] m
Nœud 1	999	4,33	1027,12	28,12
Nœud 2	999	1,42	1026,40	27,40
Nœud 3	998	3,94	1025,76	27,76
Nœud 4	999	4,33	1023,36	24,36
Nœud 5	1000	2,91	1020,66	20,66
Nœud 6	999	4,17	1021,15	22,15
Nœud 7	997	3,90	1025,06	28,06
Nœud 8	997	3,20	1025,43	28,43
Nœud 9	995	2,58	1023,51	28,51
Nœud10	996	2,42	1020,68	24,68
Noeud11	1000	4,67	1020,41	20,41
Noeud12	997	3,34	1020,08	23,08
Noeud13	995	4,80	1022,65	27,65
Nœud14	998	5,47	1024,08	26,08
Noeud15	996	2,57	1024,58	28,58

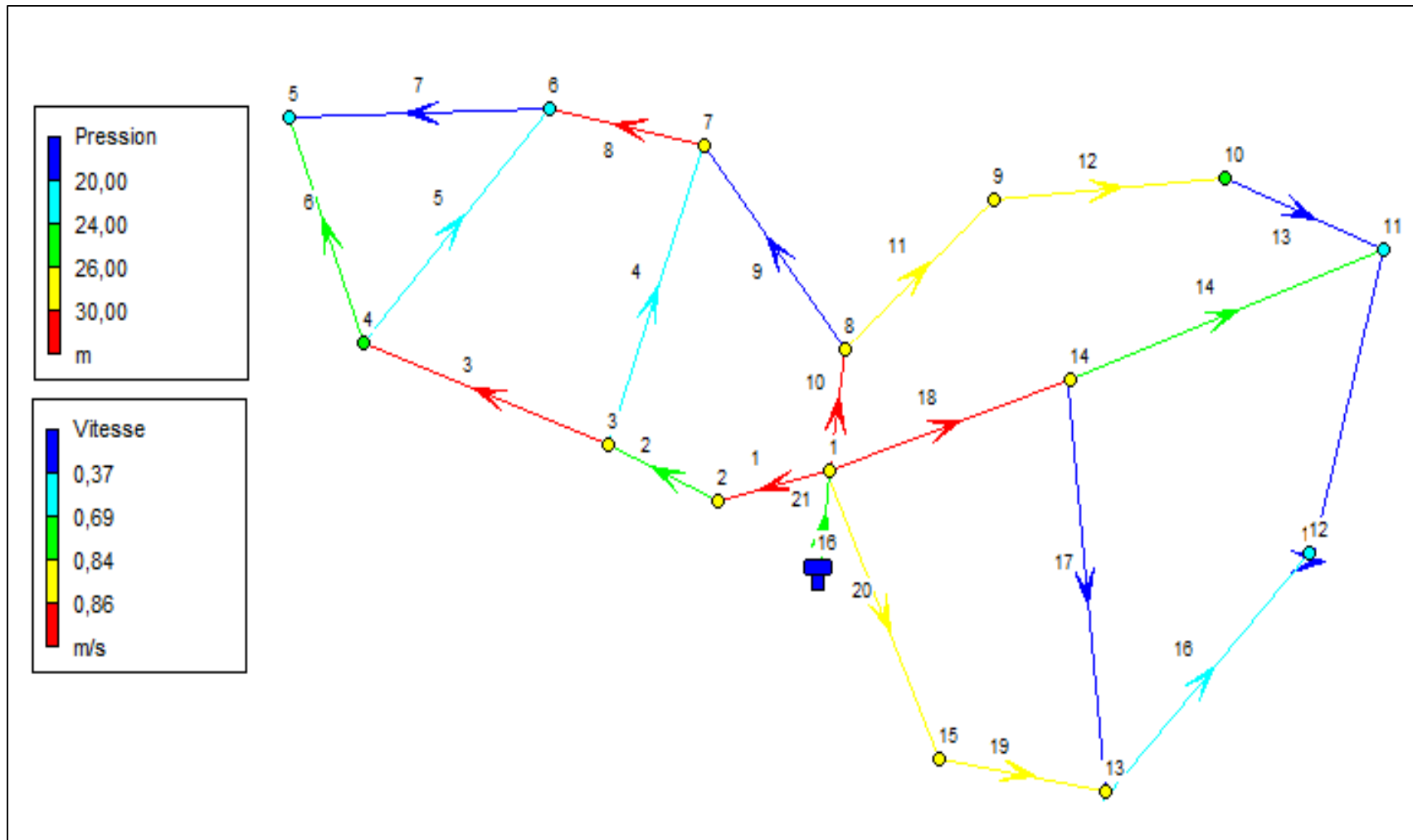


Figure (5.8) : Présentation des résultats de calcul par EPANET des vitesses dans les conduites et des pressions au sol pour les nœuds.

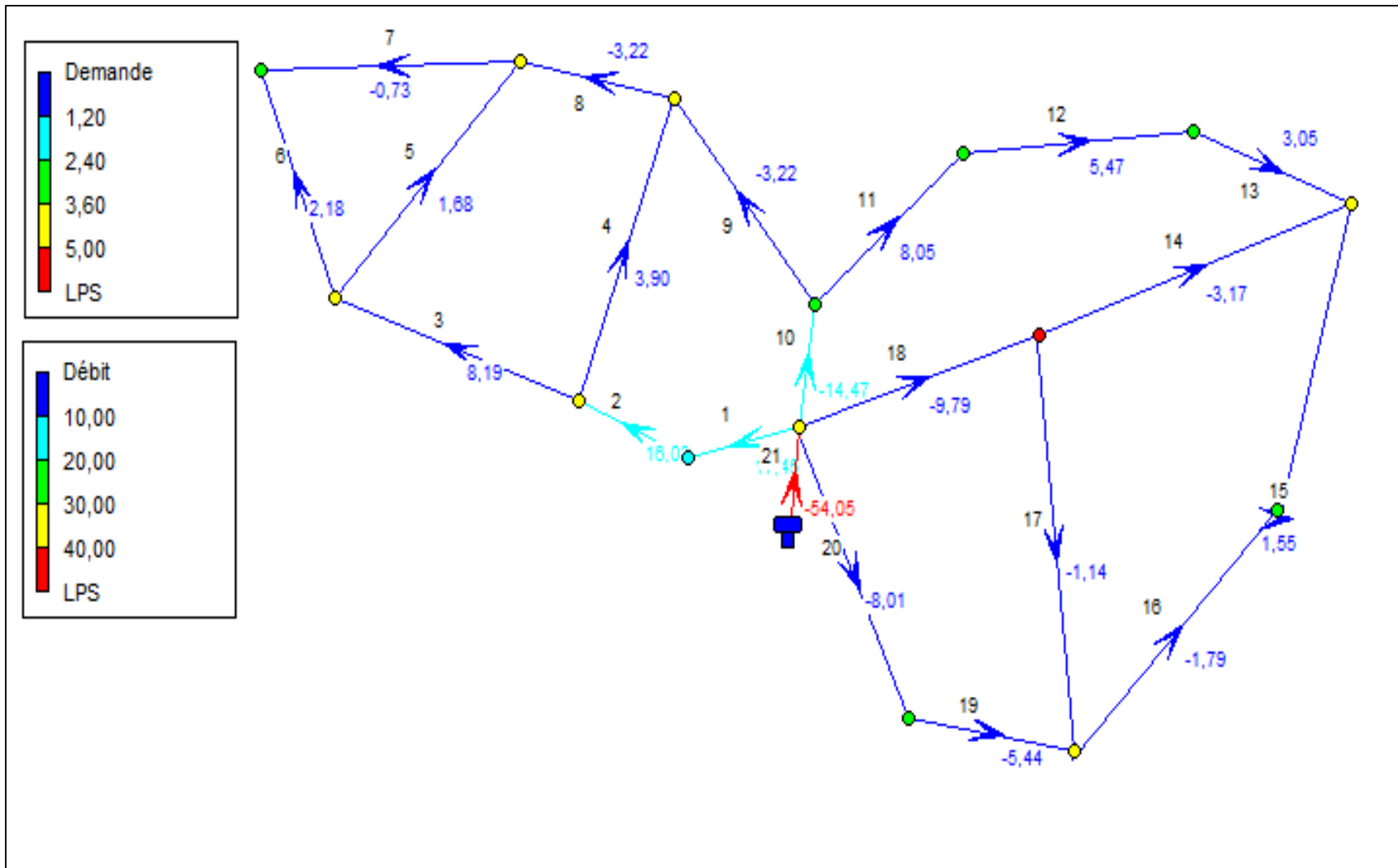


Figure (5.9) : Présentation de répartitions des débits et le sens de l'écoulement.

8. Conclusion

Le réseau dimensionné est composé de 6 mailles qui comprend un total de 15 nœud, avec un linéaire de 5755 m de longueur et des conduites avec des différents diamètres commerciaux qui varient entre 63 et 315.

Les résultats de calcul du réseau par le modèle de calcul EPANET montre que les pressions au sol aux différents points sont satisfaisantes. Les vitesses sont comprises entre 0,4 et 1,18 m/s.

Le dimensionnement est fait par la répartition du débit de pointe de l'horizon 2045 (54,22 l/s).

CHAPITRE VI
ETUDE DE POMPAGE

1. Etude de pompage

1.1. Introduction

La zone d'étude du chef-lieu de Ain Skhoua est connue par sa topographie quasi plane donc l'alimentation en eau du réservoir de notre réseau est faite par pompage à partir de forage C2. Ce chapitre est dans le but d'étudier les fonctionnalités et les caractéristiques de cette phase (pompage).

1.2. Définition d'une pompe

Une pompe est un dispositif d'élévation d'eau qui permettant d'aspirer et de refouler un fluide. Par la transformation d'énergie mécanique d'un moteur en énergie hydraulique composée par des organes différents. Elle peut être à axe horizontal ou vertical.

Les pompes sont classées dans la catégories des actionneurs (convertisseur d'énergie).

1.3. Typologie

Les pompes sont classées en deux catégories principales :

1.3.1. Les pompes volumétriques :

Les pompes volumétriques ont pour caractéristiques de prélever, en un temps donné, un volume de liquide incompressible à l'aspiration, et de l'envoyer au refoulement. Certaines pompes volumétriques sont dites rotatives (cylindrée et vitesse de rotation fixent le débit pompé). D'autres sont dites alternatives car font appel au mouvement alterné d'un piston ou d'une membrane (cylindrée et course fixent alors le débit pompé). Certaines pompes combinent les propriétés des deux précédentes.

1.3.2. Les turbopompes :

Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Ce sont les plus employées. On distingue :

- Les pompes centrifuges (à basse et haute pression).
- Les pompes hélices.
- Les pompes hélico-centrifuges.

1.4. Critères de l'emplacement de la station de pompage

L'emplacement d'une station de pompage dépend de plusieurs facteurs, résumé dans le suivant :

- Eviter les zones instables (sismiques ou inondables)
- Respecter les normes de distances
- Pour les terrassements et l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - Prévoir l'accès pour tous les ouvrages.
 - Prévoir une plateforme avec un revêtement routier (bitume).
 - Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
 - Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

1.5. Etude du point de fonctionnement de la pompe

Le point de fonctionnement est défini par un débit (Q) et une hauteur (H). Afin qu'il soit rationnellement déterminé ; il doit se situer au droit du rendement maximal de la pompe.

Ce point est donné par l'intersection des deux courbes suivantes :

- La courbe ($Q = f(H)$) courbe caractéristique de pompe, fournie par son constructeur.
- La courbe ($Q = f(\Delta H)$) courbe caractéristique de la conduite.

Dans le but d'adapter la pompe aux conditions de bon fonctionnement marché, des modifications lui sont apportée dans son fonctionnement. Pour cela on procède à l'étude des trois méthodes proposées :

- Rognage sur la roue.
- Diminution du temps de pompage.
- Vannage sur le refoulement.

1.6. Couplage de pompes

Il peut s'effectuer en série ou en parallèle [7] :

1.6.1. Couplage en série

Cas des pompes centrifuges multicellulaires. Le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe s'ajoutent.

1.6.2. Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun. Le débit de collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe. La caractéristique de

l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

1.7. Choix de pompe

Le choix d'une pompe est basé sur plusieurs critères dont les suivants :

- Les caractéristiques hydrauliques du fluide :
 - ✓ La pression.
 - ✓ Le débit et sa régularité.
 - ✓ La viscosité et ses variations.
 - ✓ Les pertes de charges.
 - ✓ Hauteur manométrique de l'élévation.
- Les conditions d'utilisations :
 - ✓ Agressivité du fluide.
 - ✓ Le bruit.
 - ✓ La maintenance.
- Caractéristiques de la pompe :
 - ✓ Sa puissance.
 - ✓ Son rendement.
 - ✓ La cylindrée (débit par cycle).

1.8. Choix du nombre de pompes

Le choix de nombre de pompe dépend essentiellement de :

- Nombre de pompes minimal.
- Meilleur rendement.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH) r minimale.
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.

1.9. Les propriétés hydrauliques des turbopompes

L'installation d'une turbopompe dans un système de pompage exige la connaissance de ses paramètres nominaux suivants :

1.9.1. Débit

Le débit Q fournit par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant unité de temps. Il s'exprime en mètre cube par seconde (m^3/s) ou plus pratiquement en mètre cube par heure (m^3/h).

1.9.2. Hauteur

La hauteur engendrée par une pompe centrifuge représente l'énergie par unité de poids communiquée au liquide pompé, elle s'exprime en mètre (m). La hauteur varie avec le débit et, elle est représentée par la courbe caractéristique $H=f(Q)$, cette courbe est d'allure parabolique.

1.9.3. Puissance absorbée par la pompe ou un groupe

La puissance absorbée est le travail par l'unité de temps fourni à la pompe ou au groupe.

Elle s'exprime en kilowatts (KW) et elle est donnée par la relation (6.1).

$$P_a = \frac{9,81.HMT.Q}{\eta} \quad (6.1)$$

Avec :

- P_a : puissance absorbée (KW).
- Q : le débit à refouler (m^3/s).
- HMT : hauteur manométrique totale (m).
- η : rendement de la pompe.

La courbe de la puissance absorbée par la pompe est également d'allure parabolique. Elle exprime les variations de la puissance absorbée par la pompe en fonction du débit $P=f(Q)$.

1.9.4. Courbe de rendement

Le rendement η est le rapport de la puissance utile communiquée au liquide pompé à la puissance absorbée par la pompe (en bout d'arbre) ou par le groupe (aux bornes du moteur). Le rendement de la pompe varie avec le débit et passe par un maximum pour le débit nominal autour duquel la pompe doit être utilisée, sa courbe est d'une allure parabolique, passe par l'origine 0, et par un maximum pour le débit de meilleur rendement de la pompe $\eta=f(Q)$.

1.9.5. Courbe de NPSH requis (hauteur de charge nette absolue)

Le NPSH requis d'une pompe représente l'énergie nécessaire à la bride d'aspiration pour assurer le débit à la hauteur normale, il s'exprime en mètres. Le NPSH requis est d'allure parabolique, varié avec le débit et il est représenté par la courbe $NPSH_r = f(Q)$.

1.9.6. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation (6.2).

$$HMT = Hg + \Delta Ht \quad (6.2)$$

Avec :

Hg : hauteur géométrique (m) ;

Δht : Perte de charge totale (m)

$$\Delta Ht = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sin} \quad (6.3)$$

Avec :

ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire (m) par la formule (6.4) de Darcy-Weisbach.

$$\Delta H_{lin} = \lambda \cdot \frac{L_{ref}}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (6.4)$$

Avec :

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement;

L_{ref} : Longueur de la conduite de refoulement (m) ;

D : Diamètre de la conduite de refoulement (m) ;

v : Vitesse m/s

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

ΔH_{sin} : Perte de charge singulière calculée par la formule (6.5).

$$\Delta H_{sin} = 10\% \cdot \Delta H_{lin} \quad (6.5)$$

1.10. Calcul de diamètre de la conduite de refoulement

On utilise pour le calcul de diamètre la formule de BRESSE (6.6) qui sert de calculer deux diamètres par le débit à refouler par la pompe (17 l/s) et puis choisi un troisième diamètre économique dans l'intervalle des deux autres diamètres calculés.

$$D_1 = 1,5Q^{0,5} \tag{6.6}$$

$$D_2 = Q^{0,5} \tag{6.7}$$

Tableau 6.1: Détermination des diamètres par la méthode de BRESSE.

N°	D _{ec} (mm)	H _g (m)	L _{ref} (m)	Q (L/s)	V (m/s)	λ	ΔH _{lin}	ΔH _t	H _{mt} (m)
1	130	6,00	450	17	1,28	0,040	11,57	12,72	18,72
2	195	6,00	450	17	0,56	0,035	1,29	1,41	7,41
3	180	6,00	450	17	0,66	0,037	2,05	2,25	8,25

1.11. Dimensionnement des stations de pompage

La station de pompage C2 est tenue de refouler un débit de 17 l/s vers le réservoir avec une conduite d'adduction de 180 mm de diamètre.

La hauteur manométrique totale est de HMT = 8,26 m.

Tableau 6.2: Les paramètres calculés par le diamètre économique choisi.

N°	D _{ec} (mm)	H _g (m)	L _{ref} (m)	Q (L/s)	V (m/s)	λ	ΔH _{lin}	ΔH _t	H _{mt} (m)
3	180	6,00	450	17	0,66	0,037	2,05	2,25	8,26

1.11.1. Courbes caractéristiques de la pompes SP

Les courbes caractéristiques de la pompe, H (hauteur manométrique totale), P_{abs} (puissance absorbée) et η_p (rendement) sont déterminées par le logiciel de KSB.

Le tracé des caractéristiques aussi bien de la conduite que celles des pompes nécessite l'introduction au niveau du logiciel KSB des données ci-dessous :

- Hauteur géométrique (m).
- Débit de transfert (l/s)

Tableau 6.3: Caractéristiques de la pompe choisi par le logiciel KSB.

Type	UPA 200-14/1e UMA 150E 5/21 Pompe immergée
Débit	17 l/s
Rendement	63,9 %
NPSH_{requis}	6,64 m
Puissance absorbé	2,75 KW
Tension Nominale	400 V
Fréquence du réseau	50 Hz
Vitesse nominale	2939 Tr/min

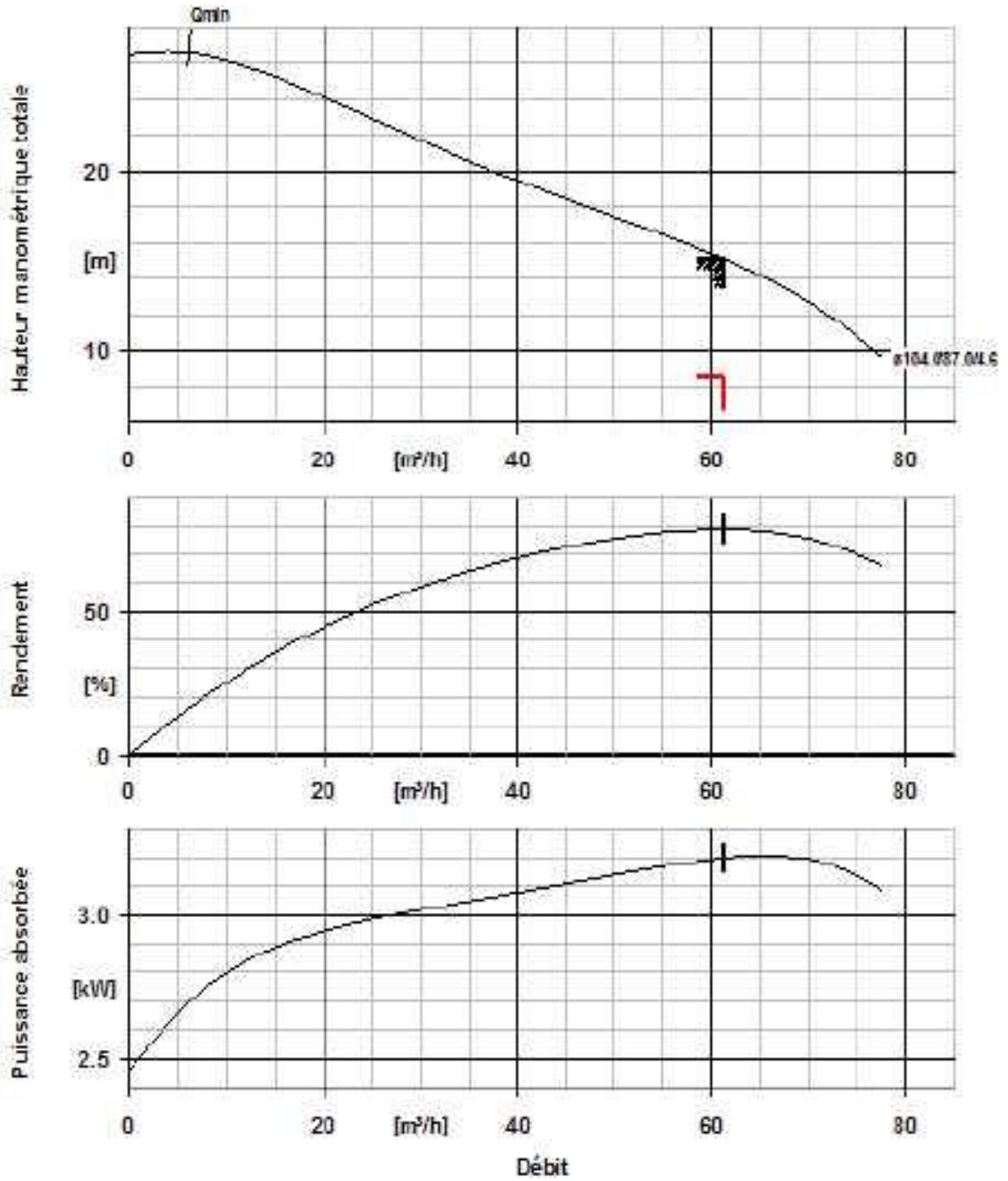


Figure (6.1) : Courbe caractéristique de la pompe.

2. Etude du phénomène de coup de bélier

2.1. Introduction

Dans l'exploitation des systèmes d'alimentation en eau potable le phénomène du coup de bélier représente un grand problème qui nuit au bon fonctionnement de ces systèmes. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ce phénomène.

Dans ce chapitre on va étudier ce phénomène, son comportement physique, les risques qu'il présente, les moyens de protections et enfin un dimensionnement du réservoir d'air.

2.2. Définition

C'est un phénomène oscillatoire qui se traduit par des variations des pressions importantes dues à un changement instantané du régime hydraulique qui engendrent une onde de propagation ou célérité par exemple lors d'un arrêt brusque des groupes de pompage.

2.3. Les causes du coup de bélier

Le changement instantané du régime hydraulique crée le phénomène du coup de bélier dû aux causes suivantes :

- Arrêt brusque du groupe électro –pompe.
- Fermeture ou ouverture instantanée d'une vanne.
- Démarrage simultané ou séparé d'un ou de plusieurs groupes électro –pompes.

Le coup de bélier peut dans de nombreux cas provoquer une rupture de la canalisation soit par :

- Écrasement : suite à une forte dépression.
- Éclatement : suite à une surpression.

Ces variations de pression peuvent aussi donner lieu à :

- Une rupture des joints.
- Un déboîtement de la conduite.
- Une détérioration des accessoires (robinetterie).
- Un bruit désagréable dans la conduite.

Mise à part le bruit désagréable, tous les effets entraîneront une perte d'eau qui peut être considérable.

2.4. Les conséquences du coup de bélier

Il est important de ne pas sous-estimer les effets des coups de bélier. Ils peuvent avoir les conséquences suivantes :

- Affaissement des éléments internes des purgeurs (tous types de purgeurs)
- Purgeurs fendus
- Jauges de pression surchargées
- Mécanismes internes déformés
- Bris de valves
- Dommages aux tubes des échangeurs
- Bris des soudures de tuyauterie ou des tuyaux eux-mêmes
- Rupture des raccords de tuyauterie
- Bris des supports/attaches de tuyauterie

Dans les cas extrêmes, en plus d'endommager les équipements, les coups de béliers peuvent être dangereux pour le personnel de l'usine.

Les bruits de coups de bélier sont des signaux d'alarme indiquant que quelque chose ne va pas dans le réseau.

2.5. Equipements et moyens de protection

En présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier, pour notre cas on va utiliser le réservoir d'air comprimé.

2.5.1. Réservoir à air comprimé

Un réservoir à air comprimé est un réservoir ferme dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression du au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau.

Remarque

Parmi tous ces anti béliers, on a remarqué que le réservoir d'air anti béliers est le meilleur, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôlable.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

La conduite de refoulements sera protégée par un réservoir d'air anti béliers.

2.6. Description du phénomène

Lors de l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le débit à travers la station de pompage est brusquement interrompu. Les clapets anti-retour situés à l'aval des pompes se ferment alors pour éviter que la conduite ne se vide.

A l'aval de la station de pompage, une colonne d'eau a tendance à poursuivre son mouvement tandis que plus aucun débit ne provient de l'amont. L'eau ne se comporte alors plus de manière incompressible : une réduction locale de pression est provoquée, entraînant une décompression du fluide et, en conséquence, la contraction de la conduite.

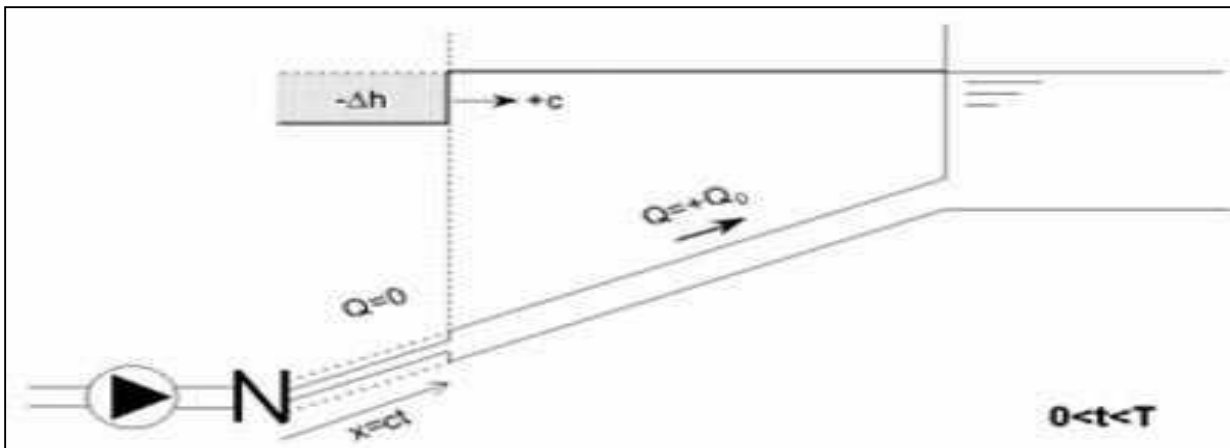


Figure (6.2) : La première phase du coup de bélier

Chapitre VI : Etude de pompage

Ce phénomène crée une disponibilité temporaire de la masse du liquide qui permet de maintenir en mouvement, durant quelques instants encore, la couche de fluide immédiatement en aval ; puis le mouvement cesse, la couche se décomprime et fournit un volume qui permet le mouvement de la couche suivante et ainsi de suite. Ainsi est engendrée une dépression qui se propage dans la conduite à la vitesse des ondes élastiques c jusqu'à ce que toute la conduite soit soumise à la dépression ainsi engendrée, soit après un temps $T=L/c$, où L est la longueur de la conduite entre les pompes et le réservoir.

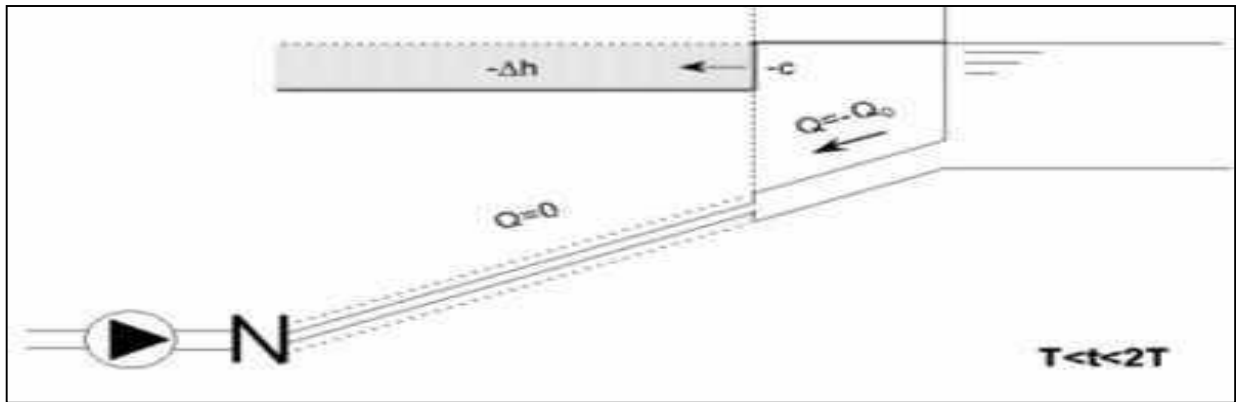


Figure (6.3) : La deuxième phase du coup de bélier

Il en résulte que la pression au passage de la conduite dans le réservoir est inférieure à la pression dans le réservoir, ce qui provoque un écoulement en sens inverse. Cette onde se propage du réservoir vers la station de pompage et atteint le clapet au bout d'un temps $2T$, à compter du début du phénomène. La couche de fluide près de la pompe est obligée de s'arrêter. Cette réduction d'énergie cinétique a pour effet une augmentation locale de la pression, ce qui provoque une compression du fluide et une distension de la conduite. Ce processus se transmet jusqu'au réservoir, où il arrive au bout du temps $3T$.

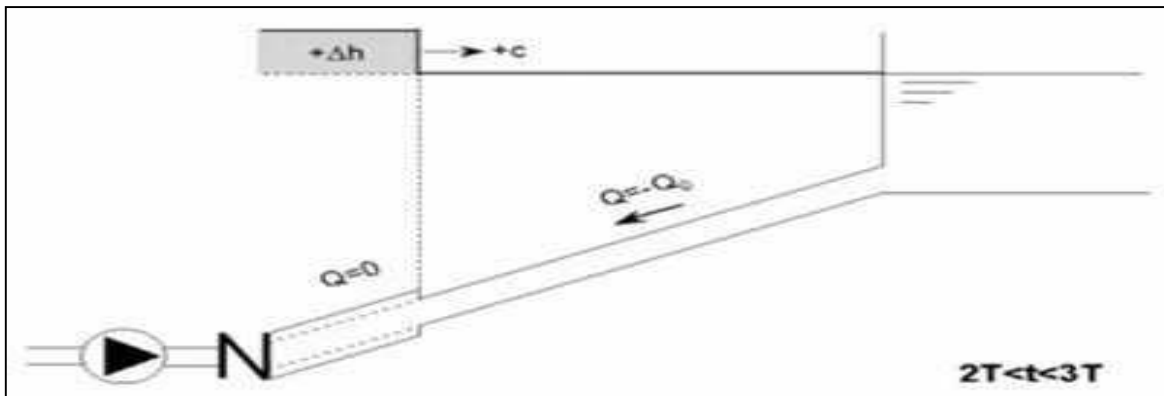


Figure (6.4) : La troisième phase du coup de bélier

Quand cette onde de surpression atteint le réservoir, la pression du réservoir est inférieure à la pression de la conduite : l'écoulement s'inverse de nouveau pour revenir aux conditions initiales de pression et de vitesse, cette onde se propageant vers les pompes.

Au bout du temps $4T$, on se retrouve donc dans les conditions initiales : ce phénomène se poursuivrait indéfiniment si sous l'effet des pertes de charge, les ondes de dépression et de surpression ne se trouvaient pas progressivement amorties. [8].

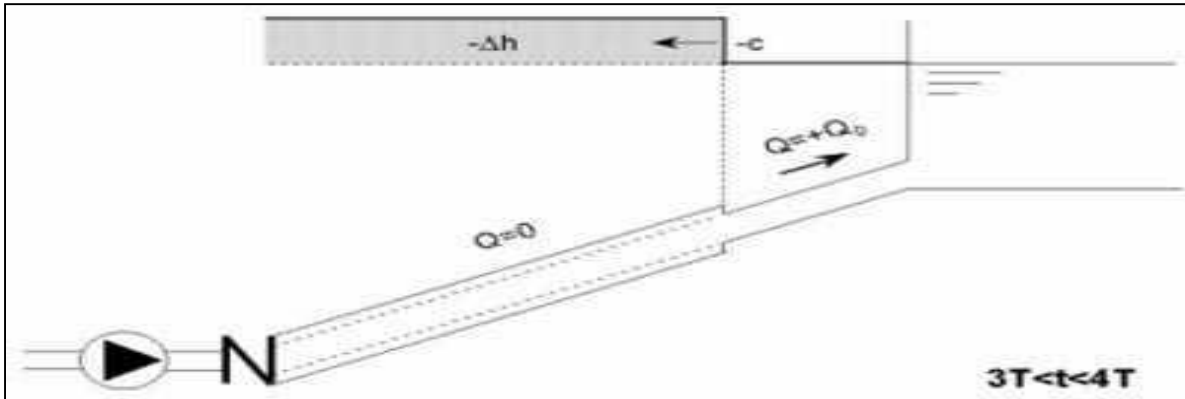


Figure (6.5) : La quatrième phase du coup de bélier

2.7. Etude du coup de bélier

2.7.1. Calcul de la célérité

Calcul de la vitesse de l'onde de pression dans une canalisation en Acier :

Le calcul de la vitesse de l'onde de pression est basé sur la formule d'ALLIEVI. Elle est donnée par la formule (6.8).

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \quad (6.8)$$

a : Vitesse de l'onde de pression (m/s).

K : Coefficient dépend de la nature de la conduite.

D : Diamètre intérieur de la canalisation (mm).

e : Epaisseur de la paroi du tube (mm).

Chapitre VI : Etude de pompage

Tableau 6.4 : Coefficient K dépend la nature de la conduite.

Matériaux	Fer	Acier	Fonte ductile	PVC	PEHD	Béton	Amiante ciment
K	0,5	0,5	0,59	33	83	5	4

2.7.2. Calcul de la valeur de coup de bélier

Par la suite, nous avons déduit la valeur du coup bélier par la formule (6.9).

$$B = \pm \frac{a \cdot v_0}{g} \quad (6.9)$$

Où :

V_0 : Vitesse d'écoulement de l'eau en régime normal (m/s).

a : Vitesse de propagation ou célérité (m/s).

g : Accélération de la pesanteur.

Tableau 6.5 : Récapitulation des calculs précédents.

tronçon	K	D (mm)	e (mm)	a (m/s)	B (mce)	v (m/s)
A	83	180	16,4	319,64	21,5	0,66

2.7.3. Calcul de la surpression et de la dépression

Elles sont données respectivement par les formules (6.10) et (6.11).

$$H_{\max} = H + \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (6.10)$$

$$H_{\min} = H - \frac{a \cdot V_0}{g} \quad (6.11)$$

Où :

H : pression totale avant l'apparition du phénomène de coup de bélier (m).

La valeur de dépression et surpression sont déduits par les (6.10) et (6.11).

$$H_{\max} = 8,25 + 21,50 = 29,75 \text{ m}$$

$$H_{\max} = 2,97 \text{ bars}$$

$$H_{\min} = 8,25 - 21,5 = 13,25 \text{ m}$$

$$H_{\min} = 1,32 \text{ bars}$$

2.8. Dimensionnement du réservoir d'air

Le réservoir d'air est utilisé pour la lutte contre le phénomène du coup de Bélier, ce dernier contient de l'eau et de l'air. Son utilité peut être divisé en trois états :

2.8.1. Marche normale

Les caractéristiques de l'air dans le réservoir sont données par Z_0 et U_0 .

$$Z_0 = HMT + P_{atm} = HMT + 10 \quad (6.12)$$

2.8.2. Fin de la dépression

L'air occupe un volume plus grand et sa pression est donc la plus faible soit Z_{\min} .

2.8.3. Fin de la surpression

L'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression est Z_{\max} .

Les trois phases sont représentées dans la Figure (6.9).

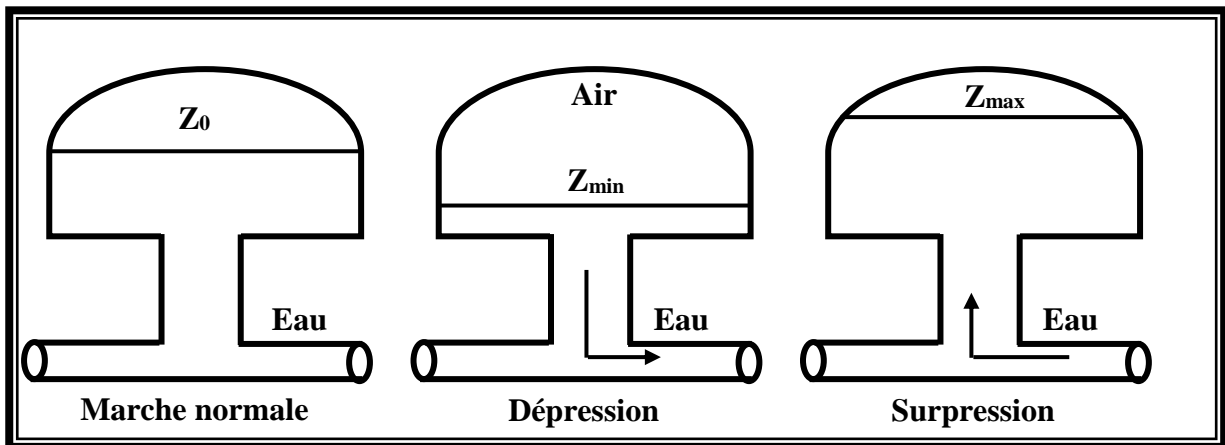


Figure (6.6) : Les trois états du réservoir d'air.

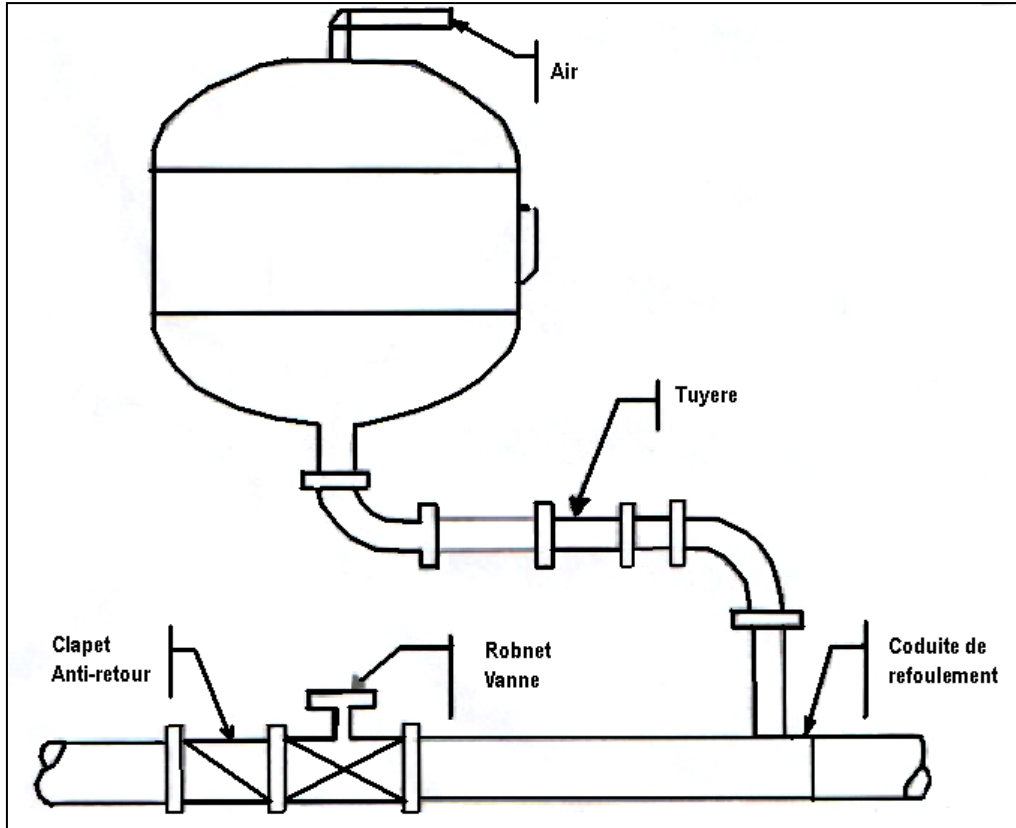


Figure (6.7) : Schéma de réservoir d'Air

2.9. Calcul du volume du réservoir d'air

L'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression Z_{\max} , le volume U_0 est donné comme suit :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{g^2} \cdot Z_0 = L \cdot S \cdot f \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

Où :

U_0 : Volume d'air en m^3 .

L_0 : Longueur de la conduite en m .

S : Section du conduit m^2 .

$$f \left(\frac{Z}{Z_0} \right) = \left[\frac{Z_0}{Z_{\min}} - 1 - \text{Log} \left(\frac{Z_0}{Z_{\min}} \right) \right]$$

$$Z_0 = H_{mt} + 10 = 8,25 + 10 = 18,25 \text{ m}$$

Z_0 : Hauteur initiale de l'air du réservoir.

$$\left(\frac{V_0^2}{2g}\right) = h_0 \Rightarrow h_0 = \frac{0,66^2}{2 \times 9,81} \Rightarrow h_0 = 0,022 \text{ m}$$

$$\frac{h_0}{Z_0} = \frac{0,022}{18,25} = 1,2 \cdot 10^{-3}$$

D'après l'abaque de M. VIBERT on trouve les valeurs :

$$\frac{Z_{\min}}{Z_0} = 0,60$$

$$\frac{Z_{\max}}{Z_0} = 1,89$$

$$\frac{U_0}{LS} = 7,1 \cdot 10^{-3} \Rightarrow U_0 = LS \cdot 7,1 \cdot 10^{-3} = 450 \cdot \frac{\pi \cdot (0,180)^2}{4} \cdot 7,1 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow U_0 = 0,082 \text{ m}^3$$

$$U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} = \frac{0,082}{0,60} = 0,13 \text{ m}^3$$

Tableau 6.6: Les caractéristiques du réservoir d'air du tronçon A.

Tronç	H_{\max} (m)	H_{\min} (m)	Z_0 (m)	Z_{\max} (m)	$\frac{Z_{\max}}{Z_0}$	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L.S}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{\max} (m ³)
A	29,75	13,25	18,25	34,49	1,89	0,022	$1,2 \cdot 10^{-3}$	$7,1 \cdot 10^{-3}$	0,60	0,082	0,13

8. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons effectué l'étude de deux éléments essentiels pour le dimensionnement d'un système d'alimentation en eau potable.

L'étude de pompage sert à choisir une pompe appropriée pour notre cas et déterminer ses caractéristiques et ses courbes de fonctionnement grâce au logiciel de choix de pompe KSB en basant sur le débit à refouler par la pompe (17 l/s) et la HMT (8,25m).

Dans la deuxième partie nous avons défini le phénomène hydraulique du coup de bélier, donné ses causes et conséquences et proposé la solution pour la protection contre ce dernier.

CHAPITRE VII

POSE DES CONDUITES ET ACCESSOIRES DU RESEAU

1. Introduction

Les canalisations sont généralement posées en trancher ou bien en élévation sur des ouvrages d'art, le principe de pose des canalisations est pratiquement le même, le mode de pose varie d'un terrain à l'autre, ceci dans le fait de diminuer l'effet des différentes contraintes agissantes sur les canalisations.

Ce septième chapitre est dans le but de mieux comprendre les processus de pose des conduites et voir les différents accessoires utilisés et connaître leur fonctionnement.

2. Stockage et approvisionnement des canalisations

Il est bien préféré que les tuyaux doivent être stockés à l'ombre sur des aires planes, pour des mesures de prévention, il est complètement interdit de jeter les tubes à terres lors de la décharge des camions.

3. Réalisation des tranchées

Le rôle de la tranchée est d'assurer un logement adéquat à la canalisation et cela peut garantir la conduite une longue durée de vie sans aucun défaut dans le fonctionnement. Le tracé doit être conforme à celui défini dans le projet. La souplesse naturelle des tubes en polyéthylène (PE) leur permet d'éviter les obstacles du sous-sol et de croiser facilement les autres réseaux.

L'opération s'effectue par tronçon successifs, en commençants par les points hauts, lors du croisement du réseau il est très important de respecter les distances définies concernant les installations déjà existantes :

- Entre conduit d'eau et conduit de gaz, une distance de 0,50 m.
- Entre une conduite d'eau et un câble d'électricité, une distance de 0,20 m.

La distance entre la génératrice sera au minimum 1,50 m comme montrer dans la

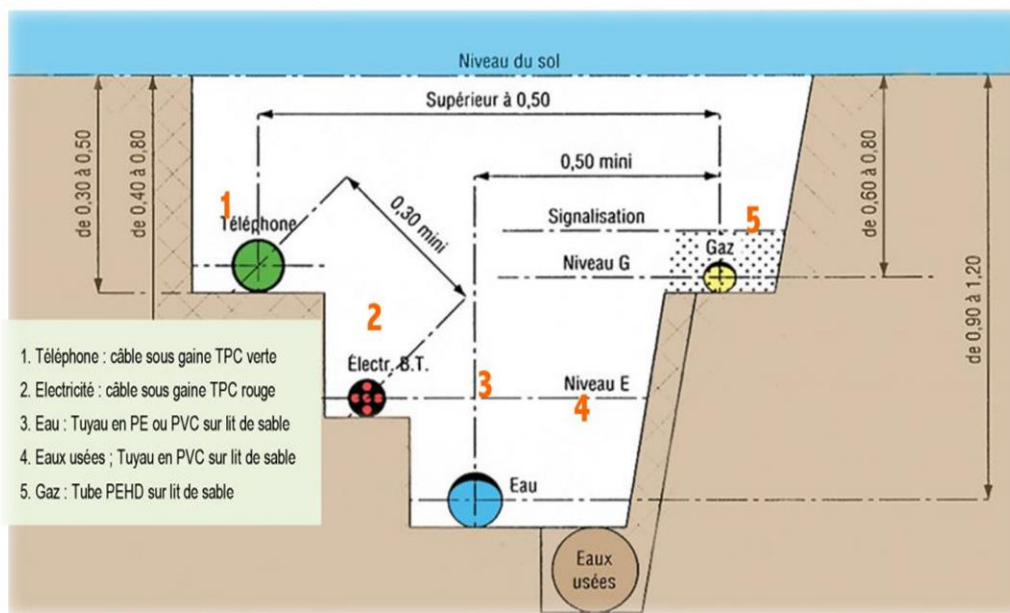


Figure (7.1) : Schéma de croisement des différents réseaux.

3.1. Largeur des tranchés

La largeur de tranchée minimale, au fond de fouille, y compris les blindages est déterminée en fonction de :

- La profondeur de la tranchée,
- Type de blindage employé,
- Diamètre nominal du tuyau (DN),
- Diamètre extérieur (De).

La largeur des tranchés est rarement inférieure à 0,7 m pour les petits diamètres, elle doit être de telle façon qu'un homme puisse travailler aisément, cette largeur est égale à :

$$B = D + 2,0,30 \quad (7.1)$$

B : Largeur de tranchée en (m).

D : Diamètre extérieur de la conduite en (m).

3.2. Profondeur des tranchés

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

4. La pose des canalisations

Il est fortement recommandé que les tuyaux soient bien alignés et bien nivelés. Le fond de la tranchée est purgé des pierres, il est recouvert ensuite d'un lit de pose de 0,15m à 0,20m d'épaisseur bien nivelées suivant les cotes de profil en long. Le lit de pose est constitué de :

- Gravier dans les terres ordinaires.
- La pierre cassée à l'anneau de 5 cm pour former un drain dans les terrain imperméables ou rocheux.
- Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

Avant de descendre en fouille, les tuyaux sont examinés pour éliminer ceux qui auraient subi des chocs et puis ils sont débrasés de tous corps étrangers puis descendue lentement au gru dans le fond de la fouille.

5. Assemblage des tubes PEHD

Pour l'assemblage et le raccordement des tubes PEHD des techniques spécifiques sont mise au point, ces techniques garantissent :

- L'étanchéité parfait des réseaux.
- La rapidité et la sécurité de la réalisation.
- La facilité de mise en œuvre sur les chantiers.

Les techniques de raccordement sont choisis en fonction de la nature du réseau, les diamètres des tubes et l'environnement du chantier, ces techniques sont :

- L'électro soudage.
- Le soudage bout à bout.
- L'assemblage par raccords à compression.

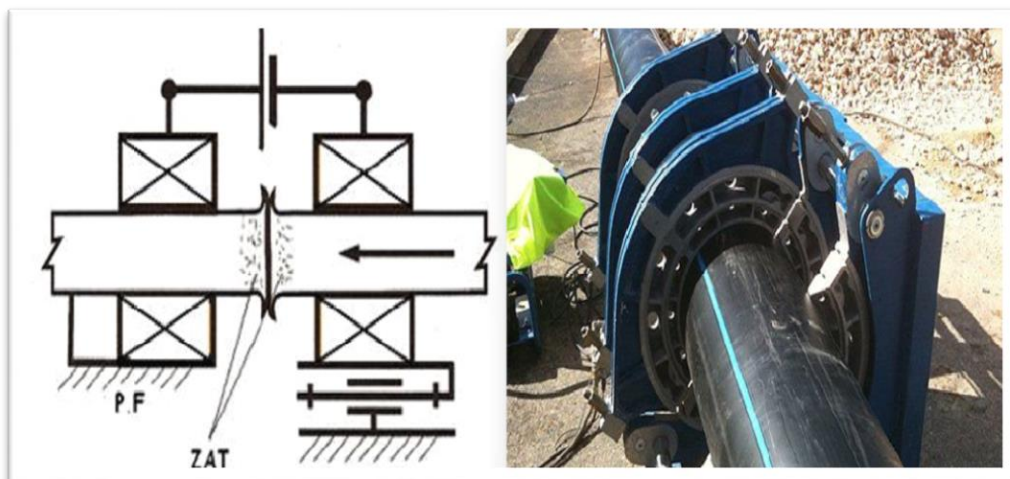


Figure (7.2) : Exemple de soudage bout à bout.

6. Traversé de route

Dans le cas où le tracé des conduites traverse la route, la pose des conduites doit se faire dans une gaine en matériaux suffisamment résistantes pour protéger la conduite aux vibrations.

La profondeur d'enfouissement doit être au minimum de 1m sous la chaussée.

7. Essai hydraulique

Quand une certaine longueur de canalisation a été mise en place, calée par des cavaliers en terres déposées au-dessus d'elle et entre les joints 300 à 400m, elle est soumise à un essai à la presse hydraulique dont le but est de s'assurer de l'étanchéité des joints. Pour y procéder, l'aval de la canalisation est obturé avec une plaque d'extrémité sur laquelle la pompe d'épreuve est branchée. La conduite est remplie en eau progressivement et en assurant une purge correcte de l'air contenu. Afin de tenir compte de l'élasticité différée des canalisations en PEHD, on effectue une mise en pression préalable de 15 minutes avant l'épreuve proprement dite. La pression d'épreuve est en général égale à une fois et demi à la pression statique (celle à laquelle sera soumise réellement la conduite). La durée de l'épreuve est d'au moins 30 minutes. La variation de pression doit rester inférieure à 0,2 bar. [9], [11].

8. Remblaiement

La mise en place du remblai est effectuée manuellement avec de la terre criblée par couches successives, arrosées et bien tassées, avec une hauteur de 0,3 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Le remblaiement est achevé avec du tout venant à l'aide d'engin mécanique éventuellement, tous blocs de roches ou détruits étant exclus. Les terres excédentaires doivent être évacuées du champ du travail. [10].

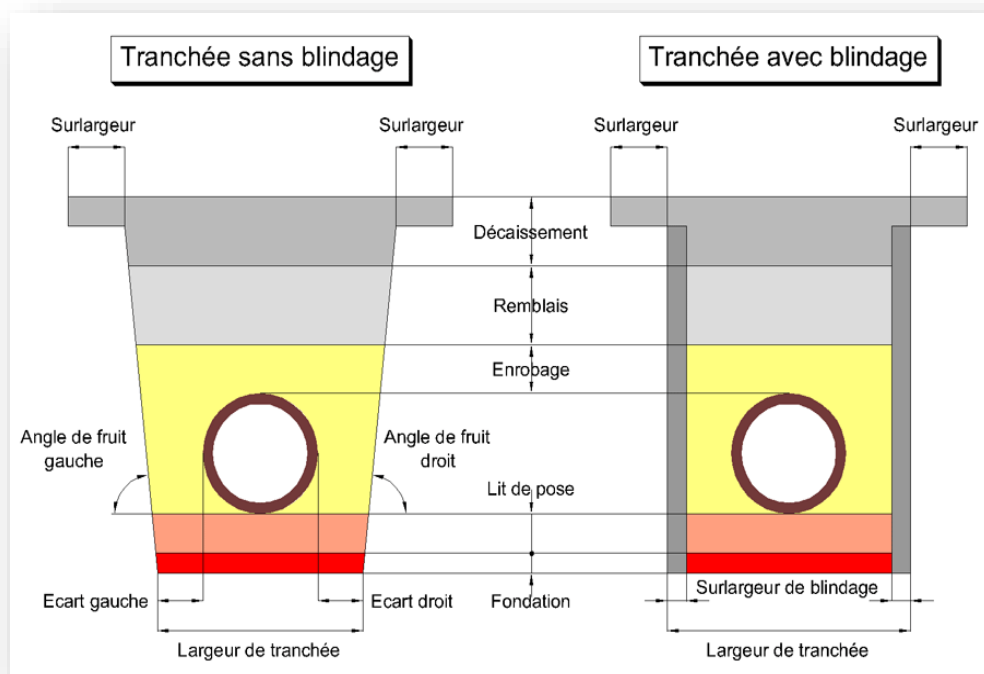


Figure (7.3) : Coupe transversale dans une tranchée.

9. Désinfection des conduites

Avant de livrer l'eau à la consommation publique, une fois les travaux d'adduction et de distribution achevés, il y a lieu de procéder à la désinfection de la conduite. Cette désinfection peut s'effectuer soit au chlore, soit au permanganate de potasse, l'essentiel étant que la liqueur stérilisante puisse atteindre les extrémités du réseau. Après un temps de contact suffisant de la solution stérilisante, il est procédé à un rinçage du réseau à l'eau claire. [9].

10. Les accessoires d'un réseau

Il entre sous la dénomination d'accessoire toute pièce montée sur le réseau des conduites.

Voici quelques accessoires hydrauliques trouver dans un réseau hydraulique.

10.1. Les vannes

Elles permettent de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés : **a)** robinet-vanne **b)** robinet à papillon **c)** vanne à clapet de non-retour **d)** vanne de réduction de pression.

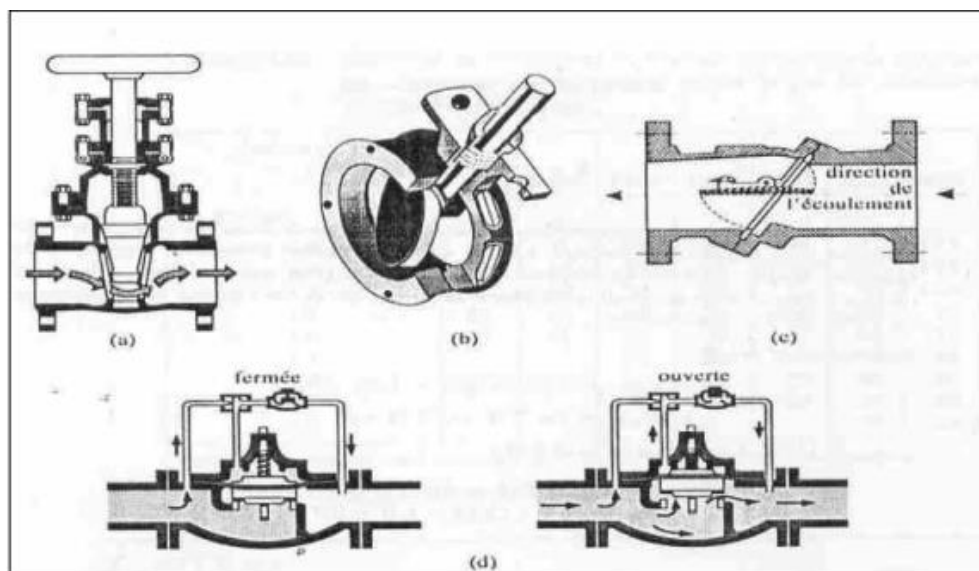


Figure (7.4) : Les différents types des vannes.

10.2. Les raccords à brides major

C'est un organe monté avant l'entrée et après la sortie de chaque regard, il s'attache à la conduite en plastique pour lui permettre de se lier aux accessoires en fonte.

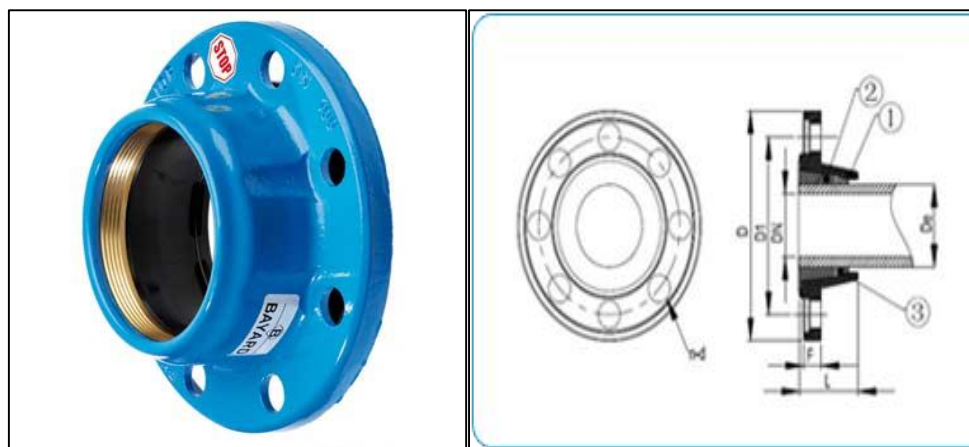


Figure (7.5) : Un raccord à bride major.

10.3. Les manchettes de traversée

C'est un accessoire en fonte qui a comme rôle de supporter le poids du béton formant le mur du regard et de protéger la conduite en plastique lors de la traversée de ce mur. Son symbole est : MT DN X (X étant le diamètre nominal de la manchette).



Figure (7.6) : Manchette de traversés

10.4. Le cône de réduction à brides

Ce sont des organes de raccords en cas de changement de diamètre, du grand au petit et inversement. Son symbole est CRB DN X/Y.

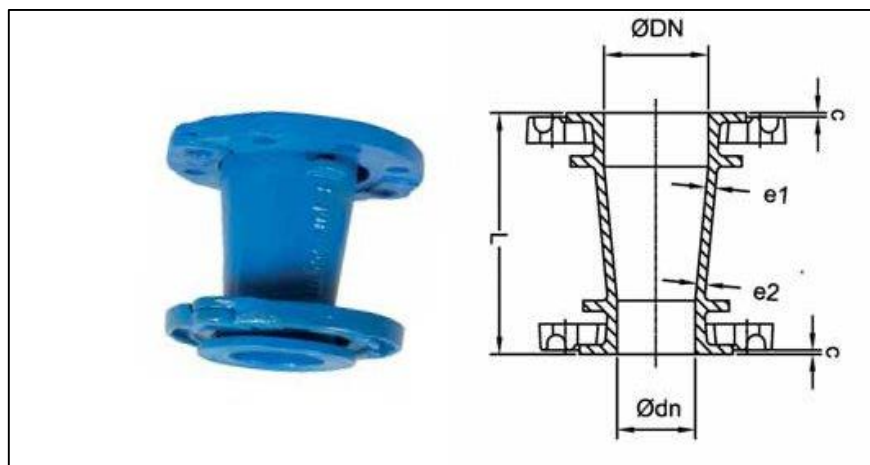


Figure (7.7) : Cône de réduction à brides.

10.5. Les coudes

Ce sont des accessoires de déviation de la direction de circulation des eaux, ils existent en différents angles.

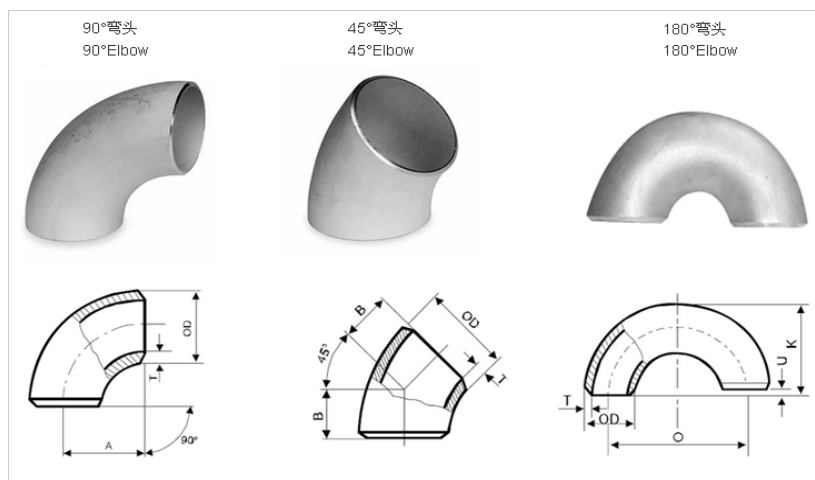


Figure (7.8) : Différents coudes.

10.6. Les Tés :

Accessoire en forme de ‘T’ utilisé pour les raccordements des canalisations secondaires aux canalisations principales, son symbole est : Té DN X/Y.

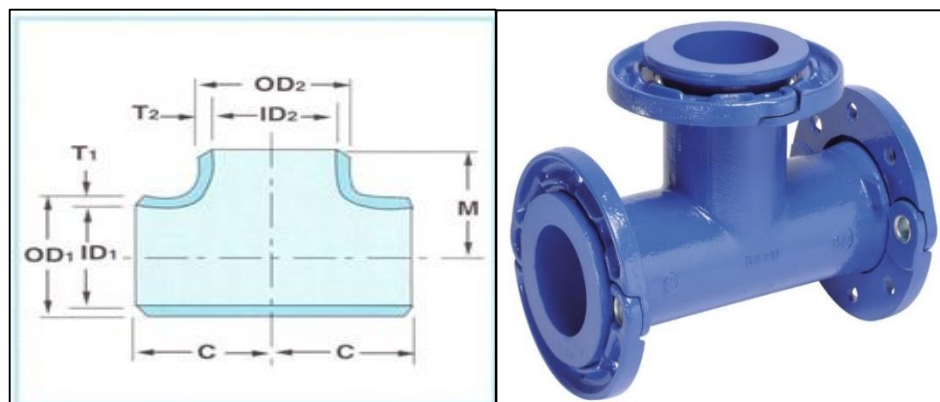


Figure (7.9) : Exemple d'un té.

10.7. La plaque pleine

C'est un bouchon qu'on monte à l'extrémité d'une conduite antenne pour arrêter la circulation des eaux. Dans les tuyaux attachés à ces plaques on aura souvent une stagnation des eaux, c'est ce qui nous mène à les éviter chaque fois qu'il est possible

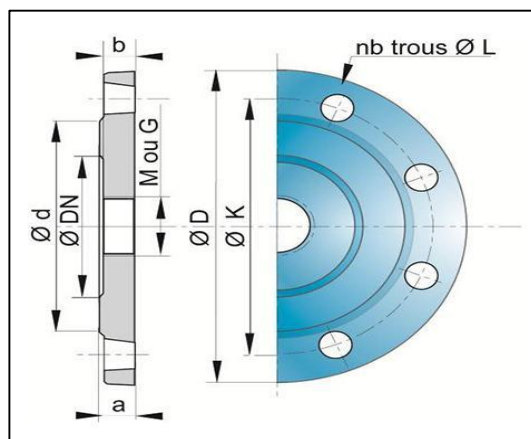


Figure (7.10) : La plaque pleine

10.8. Les ventouses

Elles sont installées aux points élevés du réseau. Elles permettent d'un côté, de faire évacuer les quantités d'air qui s'y accumulent à la suite, par exemple, du dégazage de l'oxygène dissous, et de l'autre côté, de faire pénétrer l'air lorsqu'un vide se crée dans une conduite et évitent la création de pressions négatives qui risqueraient d'entraîner l'écrasement de la conduite. Trois types de ventouses sont utilisés.

a) ventouse à petites quantités d'air b) ventouse à grandes quantités d'air c) ventouse universelle

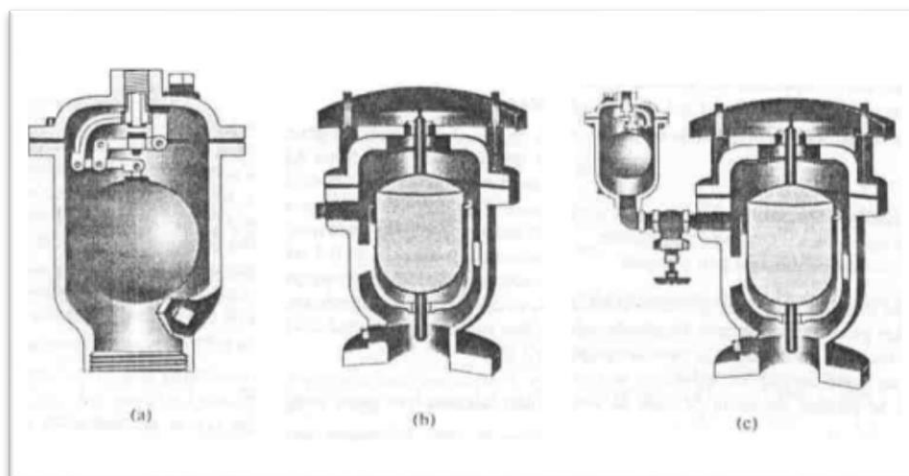


Figure (7.11) : Différents types des ventouses.

10.9. La borne d'incendie

Ils permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies. Ils sont reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement. Un poteau d'incendie doit comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre et une conduite de 100 mm de diamètre si le débit excède 5000 l/mn ou la pression si est faible.

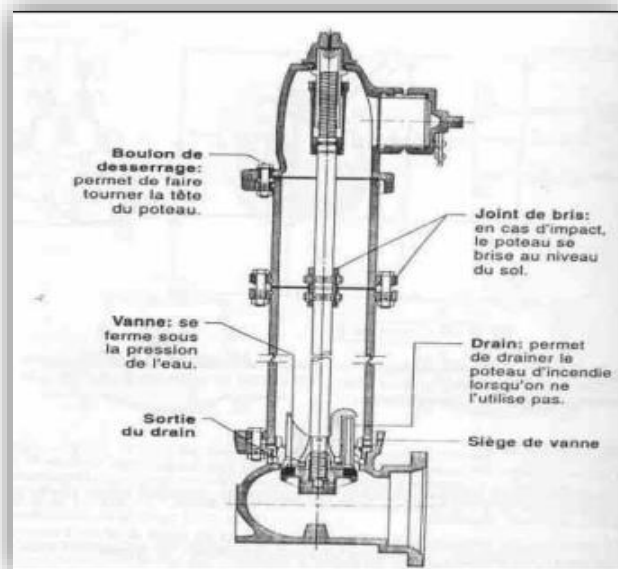


Figure (7.12) : Borne d'incendie.

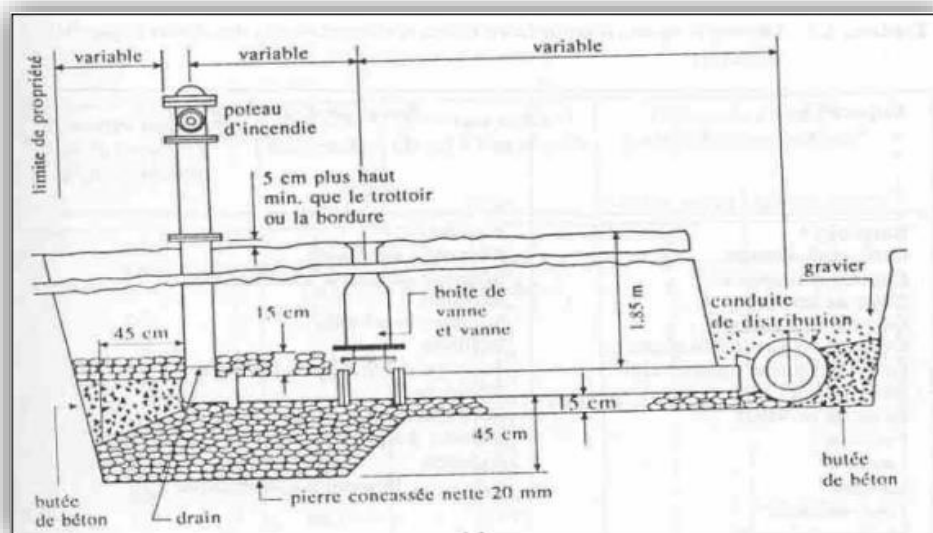


Figure (7.13) : Vue en coup d'une installation d'un poteau d'incendie.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Notre étude avait pour but de redimensionner et étudier le comportement du système d'alimentation en eau potable de la commune de Ain Skhouna.

La zone étudiée compte 7491 habitants en 2017, 9327 en 2030 et 12010 habitants à l'horizon 2045, avec une demande en eau potable de 4683,54 m³/j pour ce dernier horizon.

Le stockage englobe un volume de 800 m³ alimenté par refoulement depuis la station de pompage C2 avec une pompe immergée qui refoule un débit de 17 l/s dans une conduite de refoulement de 450 m de longueur.

Le réseau dimensionné est composé de 6 mailles qui comprend un total de 15 nœud, avec un linéaire de 5755 m de longueur et des conduites avec des différents diamètres commerciaux qui varient entre 63 et 315 en matériaux de PEHD.

Compte tenu des données disponibles, les performances hydrauliques (pression, vitesse, débit...) du réseau d'AEP de la zone d'étude ont été étudiées par le modèle de calcul Epanet. Les résultats de calcul du réseau par EPANET montrent que les pressions au sol aux différents points sont satisfaisantes, les vitesses sont comprises entre 0,4 et 1,18 m/s.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

Références Bibliographique

- [1] Google Maps & Google Earth.
- [2] Projet d'aménagement et de viabilisation de la zone d'expansion touristique/Direction de l'urbanisme et de la construction de la wilaya de Saida.
- [3] Etude de cas du bassin de chott chergui /Mr. H.AIMER.
- [4] Mémoire de fin d'étude de Mme ABDELBAKI Chérifa sous le thème de "Modélisation d'un réseau d'AEP et contribution à sa gestion à l'aide d'un SIG- Cas du Groupement Urbain de Tlemcen –10/2014.
- [5] Fonctionnement du château d'eau, Wikipédia Free Encyclopedia
- [6] EPANET 2.0 /Simulation Hydraulique et Qualité pour les Réseaux d'Eau sous Pression, Manuel de l'Utilisateur Version française, Date de publication : 01/09/2003.
- [7] Hydraulique urbaine I/ Prof. Jacques Bonvin Ingénieur civil (REG A) et du génie rural Dipl. EPF/SIA Ingénieur Géomètre breveté Dipl. Post grade EPF en aménagements hydrauliques.
- [8] Etude de cas : Alimentation en eau d'une ville /Jean-Loup PRENSIER – Christophe DAUX Edité le 17/05/2006.
- [9] Dupont. A .1979 « Hydraulique urbaine T2-Ouvrage de transport, élection et de distribution des eaux » Edition Eyrolles paris France 472 p.
- [10] BRIERE, F. G ,2006 « Distribution et collecte des eaux » Presses internationales polytechnique, deuxième édition ,422p.
- [11] GOMELLA, C et GUERREE, H, 1980 « la distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales » Edition Eyrolles Paris France 280 p.

ANNEXES

Tube PEHD Eau Potable PN16

BARRES

Diamètre extérieur (mm)	PN (Bar)	PE	Epaisseur mini. (mm)	Longueur de la barre (m)	Code Article
20	16	80	3,0	6	BBLT020B006M816
25	16	80	3,0	6	BBLT025B006M816
32	16	80	3,6	6	BBLT032B006M816
40	16	80	4,5	6	BBLT040B006M816
50	16	80	5,6	6	BBLT050B006M816
63	16	80	7,1	6	BBLT063B006M816
				12	BBLT063B012M816
75	16	80	8,4	6	BBLT075B006M816
				12	BBLT075B012M816
90	16	100	8,2	6	BBLT090B006M116
				12	BBLT090B012M116
110	16	100	10,0	6	BBLT110B006M116
				12	BBLT110B012M116
125	16	100	11,4	6	BBLT125B006M116
				12	BBLT125B012M116
140	16	100	12,7	6	BBLT140B006M116
				12	BBLT140B012M116
160	16	100	14,6	6	BBLT160B006M116
				12	BBLT160B012M116
180	16	100	16,4	6	BBLT180B006M116
				12	BBLT180B012M116
200	16	100	18,2	6	BBLT200B006M116
				12	BBLT200B012M116



