

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique
Université Akli Mohand Oulhadj - Bouira -
Institut de Technologie



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
جامعة أكلي محمد أولحاج
- البويرة -
معهد التكنولوجيا

Rapport de soutenance

En vue de l'obtention du diplôme
de Licence professionnelle en:

Hydraulique

Thème:

**Etude d'adduction gravitaire et par refoulement des
localités Talahlou et Houadchia, Commune El Mokrani,
W.Bouira**

Réalisé par :

RAHMI Smail

Encadré par :

Mr. DAHMANI Saad

Maître Assistant (IT-Bouira)

Corrigé par :

Mr. YAHIAOUI Abd Elhalim

Maître de Conférences (IT-Bouira)

Mr. OUNISSI Ousssama

Maître Assistant (IT-Bouira)

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout puissant et miséricordieux de nous avoir guidé le long de notre vie vers le droit chemin, de nous avoir donné le courage, la patience dans tous les moments difficiles et de nous avoir permis de terminer ce modeste travail.

Je tiens également à exprimer mes vifs remerciements à toutes les personnes qui m'ont aidé tout au long mon notre travail, particulièrement :

*Mon encadreur **Mr. DAHMANI Saad** au sein de notre institut de technologie, pour sa gentillesse, sa disponibilité et sa contribution générale à l'élaboration de ce travail. Durant cette période, il a su me guider dans mon travail. Il m'a fourni un cadre de travail idéal pendant mon mémoire qui m'a permis de développer mes idées. Il a toujours su apporter le regard critique nécessaire sur mes travaux tout en proposant des solutions et en m'indiquant des voies de recherche pertinentes. Sans son honorable disponibilité permanente, son soutien et ses conseils, ce travail n'aurait pas pu aboutir.*

Ma gratitude s'adresse aux membres de jury pour l'honneur d'accepter et donner du temps et des efforts pour juger mon travail.

Mes chaleureux remerciements vont à tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation durant mon cursus scolaire et universitaire et tous les responsables et le staff de ma spécialité.

Finalement, j'adresse mes sincères remerciements à tous mes proches et amis qui m'ont toujours soutenus et encouragés au cours de la réalisation de ce travail.

Dédicace

A mon père,

L'épaule solide, l'œil attentif compréhensif et la personne la plus digne de mon estime et de mon respect. En témoignage, je t'offre ce modeste travail pour te remercier pour tes sacrifices et l'affection dont tu m'as toujours entouré.

A ma mère,

Tu m'as donné la vie, la tendresse et le courage pour réussir. Tout ce que je peux t'offrir ne pourra pas exprimer l'amour et la reconnaissance que je te porte. Aucune dédicace ne saurait exprimer mes sentiments, que dieu te préserve et te procure santé et longue vie.

A mes chers frères et sœurs,

Les piliers et les guides de ma réussite.

A ma famille,

A mes ami(e)s,

A tous mes enseignants durant tous mon cursus,

A toute la promotion « licence provisionnelle GE » 2019 /2020.

RAHMI Smaïl

Table de matières

Remerciement.

Dédicace.

Table de matières.

Liste des figures.

Liste des tableaux.

Résumé.

Introduction générale 1

Chapitre I : Présentation globale de l'entreprise et du projet

| | |
|---|----|
| 1. Introduction | 2 |
| 2. Présentation de la zone d'étude..... | 2 |
| 2.1. Situation géographique | 2 |
| 2.2. Situation administrative : | 3 |
| 2.3. Situation démographique..... | 5 |
| 2.4. Situation géologique et climatique | 5 |
| 2.4.1. Le relief | 5 |
| 2.4.2. Climat..... | 6 |
| 2.4.3. Pluviométrie..... | 7 |
| 2.4.4. Température | 7 |
| 2.4.5. Vents..... | 7 |
| 2.5. Situation environnementale et hydraulique..... | 8 |
| 3. Présentation du site (Tronçon étudié) : | 9 |
| 4. Conclusion :..... | 11 |

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

| | |
|-----------------------|----|
| 1. Introduction | 12 |
|-----------------------|----|

| | |
|---|-----------|
| 2. Estimation des besoins en eau des agglomérations étudiées | 12 |
| 2.1. Evaluation de la population | 12 |
| 2.2. Catégories des besoins | 13 |
| 2.3. Taux d'accroissement | 13 |
| 2.4. Population de référence | 13 |
| 2.5. Horizon du calcul | 14 |
| 2.6. Calcul des besoins en eau potable à l'horizon 2050 | 14 |
| 2.6.1. Besoins domestiques | 14 |
| 2.6.2. Choix de la norme unitaire de consommation | 15 |
| 2.6.3. Evaluation des équipements et calcul de leurs besoins | 16 |
| 2.7. Le débit maximum journalier | 16 |
| 3. Conclusion | 17 |

Chapitre III : Etude de l'adduction et choix du tracé

| | |
|--|-----------|
| 1. Introduction | 18 |
| 2. Types d'adduction | 18 |
| 3. Classification de l'adduction | 18 |
| 3.1. Adduction gravitaire | 18 |
| 3.2 Adduction par refoulement | 19 |
| 3.3. Adduction mixte | 20 |
| 4. Principe du choix de tracé du réseau | 20 |
| 5. Choix des types de conduites | 21 |
| 6. Etude de l'adduction | 22 |
| 6.1. L'adduction par refoulement | 23 |
| 6.1.1. Pertes de charge | 25 |
| A. Pertes de charge linéaires..... | 25 |
| C. Perte de charge totale | 27 |
| D. La hauteur manométrique totale (HMT) | 27 |

| | |
|---|----|
| 6.1.2. Présentation des résultats du calcul | 27 |
| 6.1.2.1 Tronçon SP1-SP2..... | 27 |
| 6.2. L'adduction gravitaire | 28 |
| 6.2.1. Le tronçon SP2-R _{Houdchia} | 29 |
| 7. Conclusion :..... | 30 |

Chapitre IV : Etude et choix des pompes

| | |
|--|----|
| 1. Introduction | 31 |
| 2. Généralités sur les pompes | 31 |
| 2.1. Définition d'une pompe | 31 |
| 2.2. Les différents types de pompes et leurs caractéristiques ____ | 31 |
| 2.2.1. Les turbopompes..... | 31 |
| 3. Choix du type de pompe..... | 33 |
| 4. Choix du nombre de pompe..... | 33 |
| 5. Les modes de couplages de pompe | 34 |
| 5.1. Couplage en série | 34 |
| 5.2. Couplage en parallèle | 34 |
| 6. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges..... | 34 |
| 6.1. Le débit(Q) | 34 |
| 6.2. Hauteur manométrique totale (HMT) | 34 |
| 6.3. Les puissances | 35 |
| 6.4. La puissance absorbée par la pompe(Pa) | 35 |
| 6.5. La puissance utile(Pu) | 35 |
| 6.6. Le rendement (η %) : | 35 |
| 7. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge | 35 |
| 7.1. Courbe débit-hauteur [H=f (Q)] | 36 |
| 7.2. Courbe de rendement [η =f (Q)]..... | 36 |
| 7.3. Courbe de puissance [Pa=f(Q)] | 36 |

| | |
|--|----|
| 8. Courbe caractéristique de la conduite | 36 |
| 9. Le point de fonctionnement d'une pompe..... | 37 |
| 10. Le phénomène de cavitation | 38 |
| 10.1. La cavitation dans les pompes | 38 |
| 10.2. Notion du NPSH | 38 |
| 11. Définition du coup de bélier..... | 39 |
| 11.1. Causes du coup de bélier | 39 |
| 11.2. Risques dus aux coups de bélier | 40 |
| 11.2.1. Cas de la surpression | 40 |
| 11.2.2. Cas de dépression | 40 |
| 12. Calcul des surpressions et des dépressions..... | 40 |
| 12.1. Calcul de célérité de propagation d'onde (a) | 40 |
| 12.2. Valeur maximale du coup de bélier(B) | 41 |
| 12.3. Calcul de surpression et dépression | 41 |
| 12.4. Résultats de calcul | 41 |
| 13. Conclusion | 42 |

Chapitre V : Dimensionnement des bâches d'aspiration et les réservoirs

| | |
|---|----|
| 1. Introduction | 44 |
| 2. Le rôle du réservoir | 44 |
| 3. Prescriptions sanitaires | 45 |
| 4. Classification des réservoirs | 46 |
| 4.1. Classification selon le matériau de construction | 46 |
| 4.2. Classification selon la situation des lieux | 46 |
| 4.3. Classification selon l'usage | 46 |
| 4.4. Classification selon la forme géométrique | 46 |
| 5. Choix du type de réservoir..... | 47 |

| | |
|--|-----------|
| 6. Exigences techniques (BET Groupement, 2008)..... | 47 |
| 6.1. Etanchéité _____ | 47 |
| 6.2. Résistance _____ | 47 |
| 6.3. Durabilité _____ | 48 |
| 7. Equipements hydrauliques des réservoirs..... | 48 |
| 7.1. Conduite d'adduction _____ | 48 |
| 7.2. Conduite de distribution _____ | 49 |
| 7.4. Conduite du vidange _____ | 49 |
| 7.5. By-pass _____ | 50 |
| 8. Matérialisation de la réserve d'incendie..... | 50 |
| 8.1. Système à deux prises _____ | 50 |
| 8.2. Système à siphon _____ | 51 |
| 9. Implantation des réservoirs :..... | 53 |
| 10. Entretien des réservoirs :..... | 53 |
| 11. Hygiène et sécurité : | 54 |
| 12. Capacité du réservoir :..... | 54 |
| 13. Conclusion | 55 |
| <i>Conclusion générale _____</i> | 69 |

Références et Bibliographie

Annexes

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure 1: Limites géographiques de la wilaya de Bouira. _____ | 3 |
| Figure 2 : la subdivision administrative la wilaya de Bouira. _____ | 4 |
| Figure 3 : Carte de relief de la wilaya de Bouira.. _____ | 6 |
| Figure 4: Répartition des stations pluviométriques a la wilaya de Bouira. _____ | 7 |
| Figure 5 : Répartition des nappes d'eau de la wilaya de Bouira _____ | 8 |
| Figure 6: Situation de la zone d'étude. _____ | 9 |
| Figure 7: situation géographique des localités étudiées. _____ | 9 |
| Figure 8: Tronçon étudié. _____ | 10 |
| Figure 9: Adduction par gravitaire. _____ | 19 |
| Figure 10: Adduction par refoulement. _____ | 19 |
| Figure 11: Adduction mixte. _____ | 20 |
| Figure 12: Tracé de l'adduction étudié (Google earth). _____ | 23 |
| Figure 13: Schéma explicatif de la hauteur manométrique totale. _____ | 27 |
| Figure 14 : Types des pompes _____ | 32 |
| Figure 15: point de fonctionnement d'une pompe. _____ | 37 |
| Figure 16: Phénomène de cavitation. _____ | 38 |
| Figure 17: Conduite d'adduction. _____ | 48 |
| Figure 18: Conduite de distribution. _____ | 49 |
| Figure 200 : Conduite de trop plein et conduite de vidange. _____ | 50 |
| Figure 211 : Schéma d'un réservoir. _____ | 52 |
| Figure 22 : Emplacement du réservoir en altitude. _____ | 53 |

Figure 23 : Point de fonctionnement et courbes caractéristiques de la pompe de la station SP1. _____ 56

Figure 24 : Schéma des dimensions de la pompe de la station SP1. _____ 56

Figure 25 : Dimensions de la pompe de la station SP1 en mm. _____ 56

Liste des tableaux

| | |
|--|----|
| <i>Tableau 1 : la subdivision des communes et des daïras de la wilaya de Bouira.</i> | 4 |
| <i>Tableau 2 : Nombre d'habitant actuel et projeté et le taux d'accroissement des agglomérations concernées.</i> | 14 |
| <i>Tableau 3 : Besoins domestiques des localités étudiées.</i> | 14 |
| <i>Tableau 4 : La dotation journalière selon le nombre d'habitants (GODART, 2008).</i> | 15 |
| <hr/> | |
| <i>Tableau 5 : Les besoins des équipements des localités étudiées.</i> | 16 |
| <i>Tableau 6 : Récapitulatif des différents besoins et leur majoration.</i> | 17 |
| <i>Tableau 7: Résultats de calcul du débit et des diamètres.</i> | 24 |
| <i>Tableau 8 : Résultats de calcul pour le tronçon SP1-SP2.</i> | 27 |
| <i>Tableau 9 : Résultats de calcul de coup de bélier, surpression et dépression.</i> | 28 |
| <i>Tableau 10: Coefficients K', m, B pour l'acier.</i> | 29 |
| <i>Tableau 11: Les résultats du calcul de diamètre pour le tronçon SP2-R Houdchia.</i> | 30 |
| <i>Tableau 12: Tableau récapitulatif des caractéristiques hydrauliques de l'adduction.</i> | 30 |
| <hr/> | |
| <i>Tableau 13 : Résultats de calcul de l'NPSH.</i> | 39 |
| <i>Tableau 14 : Résultats de calcul de coup de bélier, surpression et dépression.</i> | 41 |
| <i>Tableau 15: Les caractéristiques de la pompe choisie</i> | 42 |
| <i>Tableau 16: Présentation des capacités des bâches et réservoirs.</i> | 55 |

ملخص:

تركز مذكرة التخرج هذه على دراسة مشروع الامداد بمياه الشرب لكل من المناطق: طالحلو و الحودشية ببلدية المقراني (و. البويرة)، وذلك للإجابة نوعياً وكمياً للاحتياجات المتزايدة للسكان.

تطرقت هذه الدراسة إلى عدة أجزاء منها تعريف منطقة الدراسة، تقدير الاحتياجات المائية لها، تحديد أبعاد قنوات الإمداد لمجموع طولي مقدر ب 3639.3 متر، اختيار مضخة مناسبة لمحطة الضخ SP1، وتحديد أبعاد خزائنين (02) مائيين للتوزيع، بالإضافة إلى خزاني شفط لمحطتي الضخ SP1 و SP2.

كلمات مفتاحيه: الإمداد بالمياه، الضخ، التدفق الجاذبي، الضخ، المضخة، الخزان، خزان الشفط.

Résumé :

Ce mémoire porte sur l'étude de l'adduction gravitaire et par refoulement des localités Talahlou et Houadchia de la commune El-Mokrani (W.Bouira), et ceci, afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins en eau potable de la population.

Cette étude a touché plusieurs parties y compris, la situation de la zone d'étude, l'estimation des besoins en eau potable, dimensionnement des conduites d'adduction sur un linéaire de 3639.3m environ (1370.75ml de refoulement et 2608.83ml gravitaire), choix de pompes pour une (01) station de pompage « SP1 », et le dimensionnement de deux (02) réservoirs de distribution, ainsi que deux bâches d'aspiration pour les stations de pompage SP1 et SP2.

Mots-clés :

Réseau, adduction, gravitaire, refoulement, pompe, réservoir, bache d'aspiration.

Abstract :

This graduation note focuses on the study of gravity and repression adduction of the Talahlou and Houadchia localities of the El Mokrani municipalitie (W. Bouira), in order to respond qualitatively and quantitatively to the drinking water needs of the population.

This study touched several parts including, the definition of the study area, estimating its water needs, determining the dimensions of the adduction pipes for a total length estimated by 3639,3 meters, selecting a suitable pump for the SP1 pumping station, and determining the dimensions of two (02) water tanks for distribution, in addition to two suction tanks for the SP1 and SP2 pumping stations.

Key words :

Network, adduction, gravity, repression, pump, tank, suction cover.

Introduction générale

Dans le conteste que l'eau est une source de la vie, l'homme conscient, depuis de millénaires n'a cessé de s'organiser pour maîtriser la science relative à l'eau, et pour pouvoir transporter, garder et gérer l'eau en se basant sur des méthodes empiriques.

Certes, actuellement l'évolution de la science a permis à l'homme à connaître de complexes systèmes de captage, d'adduction et de distribution de l'eau à des degrés de potabilité améliorés qui lui a facilité sa gestion.

Les pays en voie de développement qui n'ont pas des ressources en eau considérables dont l'Algérie fait partie, souffrent d'un déficit notable qui est dû en général aux causes suivantes

- Une pluviométrie annuelle faible selon les périodes
- Risque de sécheresse s'étendant sur plusieurs années.
- Une baisse des taux de régénération de la nappe phréatique.

Cadrant avec des nouveaux systèmes basés sur la bonne politique de gestion, et dans le cadre d'une licence professionnelle à l'institut de technologie de Bouira nous élaborons ce mémoire de thème : Etude d'adduction gravitaire et par refoulement des localités Talahlou et Houadchia, commune El Mokrani ,W.Bouira dans le but de satisfaire quantitativement et qualitativement, les besoins en eau des consommateurs, conformément au plan de développement national et ceci, en dimensionnant tous les ouvrages nécessaires, de la source jusqu'au robinet afin d'assurer, un débit suffisant et une pression minimale pour tous les consommateurs de la ville.

Dans cette présente étude on se propose de mettre le point sur les différents éléments nécessaires pour la conception et le dimensionnement d'un système d'alimentation en eau potable (AEP) de la commune El Mokrani on va traiter les volets suivants :

- Présentation de la zone d'étude
- Estimation de la population
- Evaluation des dotations unitaires pour chaque type de consommation en eau
- Projection de la consommation
- Conception et dimensionnement des réseaux AEP.

Ce qui va être clôturé par une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude et de site du projet

1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire afin de connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet. L'étude du site représente un pilier indispensable dans l'élaboration des études d'alimentation en eau potable.

Les réseaux de distribution doivent satisfaire les besoins en eau potable des différentes catégories de consommation (domestique, services publics, commerce, industrie, ... etc). L'évaluation des quantités d'eau nécessaires est une partie importante dans toutes les études et les avant-projets concernant le domaine de l'alimentation en eau potable. Chaque catégorie de consommation dépend de plusieurs paramètres, dont l'évaluation de ces derniers avec précision donnent un bon dimensionnement de réseau. Dans ce qui suit, la présentation de la zone d'étude, du site et du tronçon choisi est rapportée afin d'établir une vision générale sur le projet avant d'entamer les calculs.

2. Présentation de la zone d'étude

2.1. Situation géographique

La commune d'El Mokrani est concernée par cette étude. Elle appartient à la daïra de Souk El Khemis, l'une des douze daïras de la wilaya de Bouira. La commune d'El Mokrani se situe au nord-ouest de la wilaya.

Les localités : Hoadchia et Talahlou sont des localités de la commune d'El Mokrani, Elles se trouvent au sud et au nord de la commune.

La wilaya de Bouira (en berbère : Tuvirets) est située dans la région Nord-Centre du pays (Algérie). Elle est issue du découpage administratif de 1974. La wilaya compte une population de 695583 habitants à l'année 2008. Les communes les plus peuplées sont : Bouira, Lakhdaria et Sour-El-Ghozlane (ONS, 2008).

Entourée des chaînes montagneuses du Durdjura et des Bibans, la wilaya de Bouira est délimitée par :

- Au nord, par les deux wilayas : Boumerdès et de Tizi Ouzou ;
- A l'est par les deux wilayas : Béjaïa et de Bordj Bou Arréridj ;
- Au sud par la wilaya de M'Sila ;



- A l'ouest par les deux wilayas : Blida et de Médéa.

Figure 1: Limites géographiques de la wilaya de Bouira.

2.2. Situation administrative :

La wilaya de Bouira est issue du découpage administratif institué par ordonnance n° 74/69 du 02 Juillet 1974, relative à la refonte de l'organisation territoriale des wilayat. Elle se situe dans la région Nord Centre du pays.

Elle a hérité des parties des territoires des wilayas limitrophes de Médéa et de Tizi-Ouzou. La wilaya de Bouira se subdivise en 12 Daïra et 45 Communes, réparties ainsi :

Tableau 1 : la subdivision des communes et des daïras de la wilaya de Bouira.

| Daïra | Nombre de communes | Communes | Daïra | Nombre de communes | Communes |
|-------------|--------------------|---|------------------|--------------------|---|
| Bouira | 3 | Bouira, Aïn El Turc, Aït Laziz | BirGhbalou | 3 | Bir Ghbalou, Raouraoua, El Khabouzia |
| Haizer | 2 | Haizer • Taghzout | AïnBessem | 3 | Aïn Bessem, Aïn Laloui, Aïn El Hadjar |
| Bechloul | 5 | Bechloul • El Asnam • El Adjiba • Ahl El Ksar • OuledRached | Souk El Khemis | 2 | Souk El Khemis • El Mokrani |
| M'Chedallah | 6 | M'Chedallah • Saharidj • Chorfa • Hanif • Aghbalou • Ath Mansour | El Hachimia | 2 | El Hachimia • Oued El Berdi |
| Kadiria | 3 | Kadiria • Aomar • Djebahia | Sour El-Ghozlane | 6 | Sour El-Ghozlane • Maamora • Ridane • El Hakimia • Dechmia • Dirrah |
| Lakhdaria | 6 | Lakhdaria • Boukram • Maala • Bouderbala • Zbarbar • Guerrouma | BordjOkhriss | 4 | BordjOkhriss • Mezdour • Taguedit • HadjeraZerga |

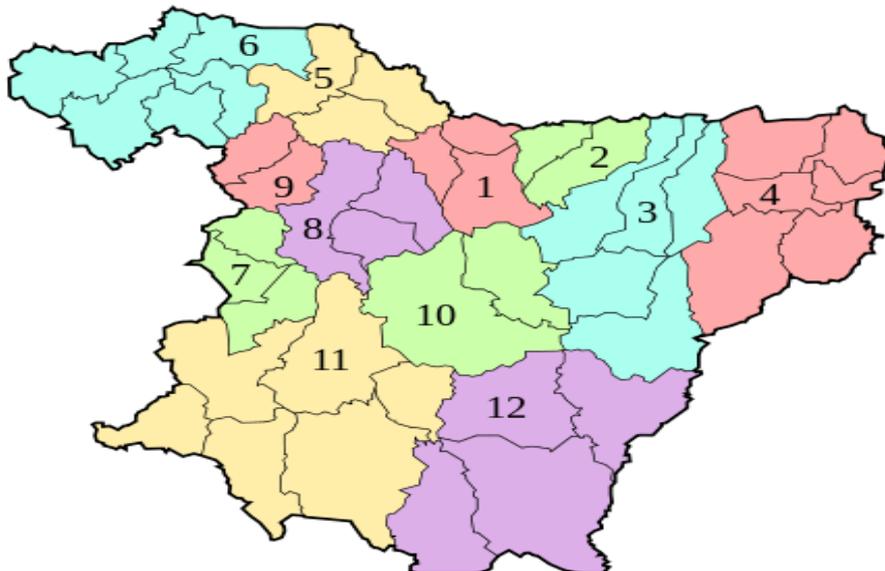


Figure 2 : la subdivision administrative la wilaya de Bouira.

2.3. Situation démographique

La population totale de la wilaya est estimée à 695583 habitants, soit une densité de 160 habitants par Km². La population ayant un âge inférieur à 15 ans représentant 37% du total de la population, constitue dans les années à venir une importante ressource humaine.

2.4. Situation géologique et climatique

2.4.1. Le relief

Le relief de la wilaya de Bouira est contrasté et comporte cinq grands ensembles physiques :

- La dépression centrale (plaines des Aribes, plateau d'El Asnam, la vallée d'Ouadhous et Oued Sahel) ;
- La terminaison orientale de l'Atlas blidéen ;
- Le versant sud du Djurdjura (Nord de la wilaya) ;
- La chaîne des Bibans et les hauts reliefs du sud. La dépression sud des Bibans ;
- La zone boisée représente 25 % du territoire avec 111'490Ha de massif forestier. On trouve le pin d'Alep, le chêne vert ainsi que le chêne-liège.

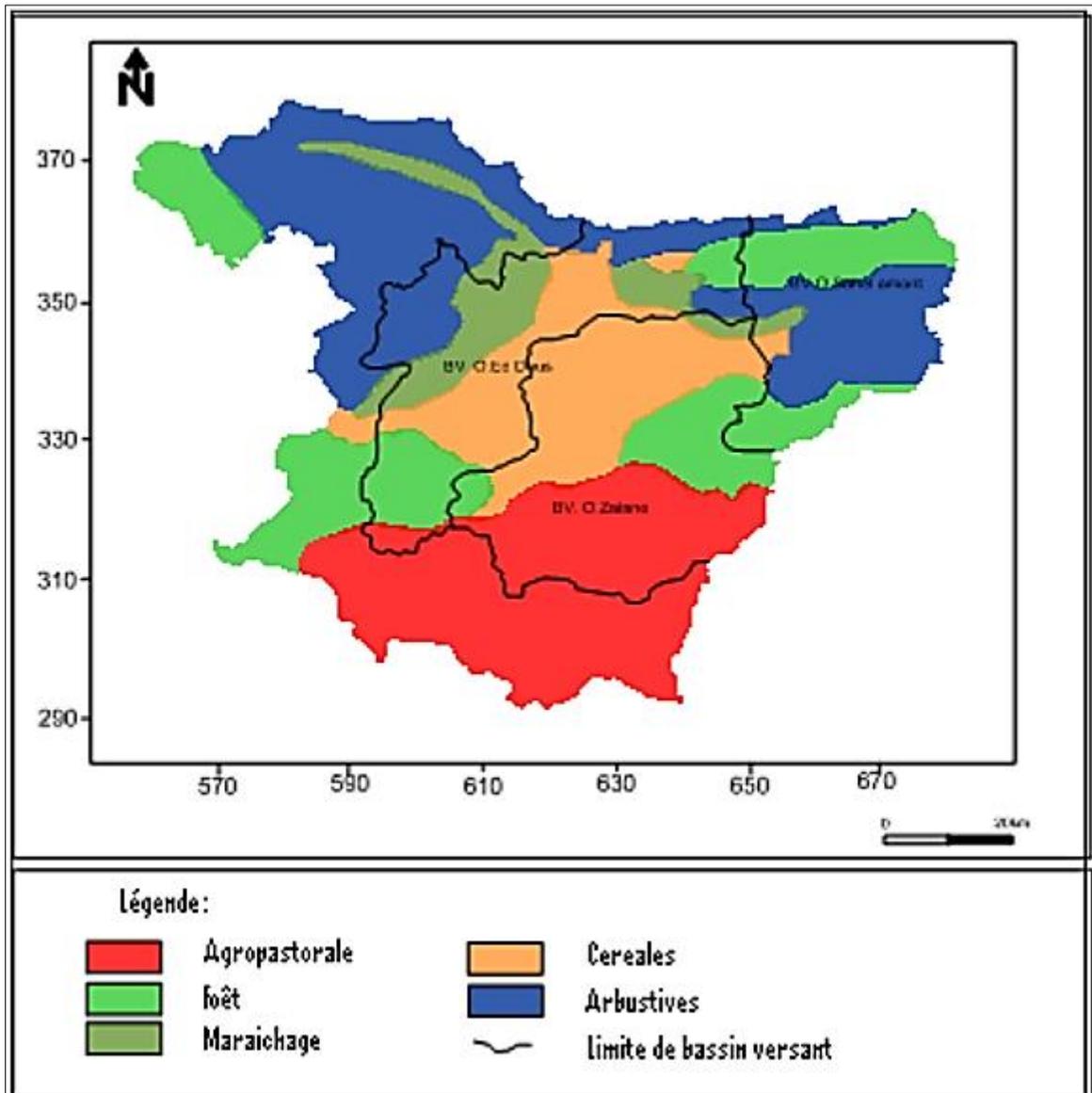


Figure 3 : Carte de relief de la wilaya de Bouira.

2.4.2. Climat

La wilaya se caractérise par un climat à tendance continental du fait de l'amortissement de l'influence de la méditerranée par la chaîne montagneuse du Djurdjura. Les amplitudes annuelles et journalières des températures sont fortes. En fonction du relief et du climat, la végétation forestière (Chêne, liège) se trouve dans les zones montagneuses, soit presque 20 % de la superficie communale (PDAU Bouira, 2008).

2.4.3. Pluviométrie.

Les précipitations qui oscillent entre 600 et 1000 mm par an, sont abondantes en hiver et faibles en été.

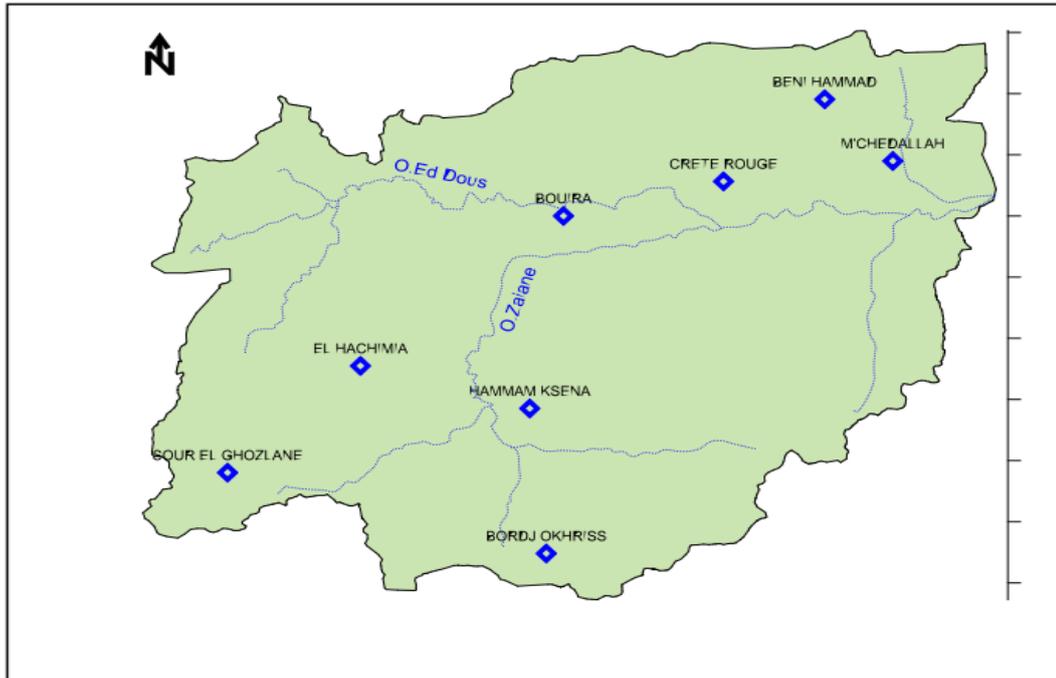


Figure 4: Répartition des stations pluviométriques a la wilaya de Bouira.

2.4.4. Température

La température de la région est d'environ 9°C en hiver et peut dépasser les 42°C en été (PDAU Bouira, 2008).

2.4.5. Vents

Les vents dominants généralement de Nord-Ouest et du Nord-Est tandis que les faibles sont du Sud. Le sirocco souffle 20 jours par an environ (PDAU Bouira, 2008).

^

2.5. Situation environnementale et hydraulique

La wilaya de Bouira s'étend du point de vue hydrographique sur quatre (04) bassins versants (PDAU Bouira, 2008):

- Soummam: 2 240 km²
- Isser: 1 166 km²
- Hodna: 675 km²
- Hamiz: 56 km²

Les ressources hydriques prouvées s'élèvent à 235.4 Hm³ soient 35.5 Hm³ en eaux souterraines et 199.9 Hm³ en eaux superficielles (PDAU Bouira, 2008).

Les eaux superficielles sont mobilisées par les ouvrages suivants :

- Barrage Telisdit (commune de Bechloul) : 167 Hm³.
- Barrage d'oued Lakhel (commune d'Ain Bessem) : 30 Hm³.
- Barrage Koudiat-Acerdoune (commune Maala) : 640 Hm³.
- Les 25 retenues collinaires (2,9 Hm³).

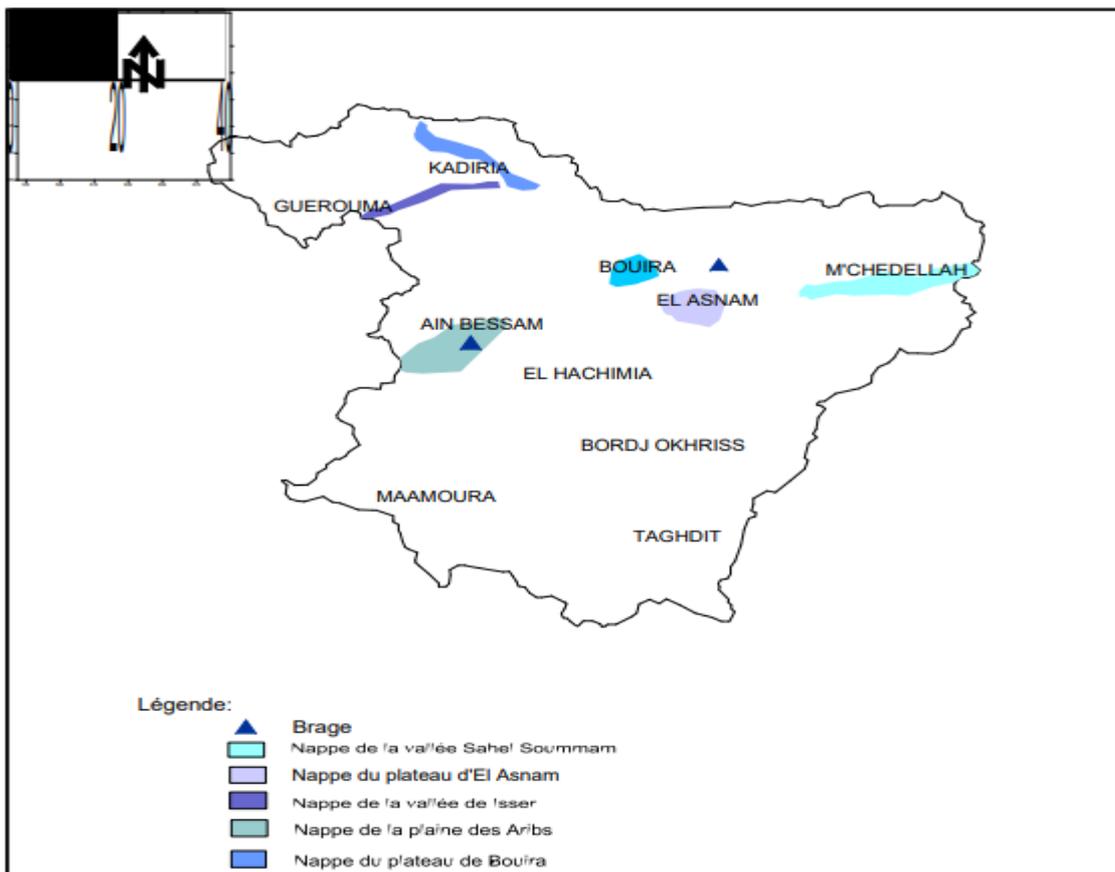


Figure 5 : Répartition des nappes d'eau de la wilaya de Bouira

3. Présentation du site (Tronçon étudié) :

L'étude envisagée dans ce travail se concentre sur la commune d'El Mokrani (W.Bouira) spécifiquement le tronçon assurant l'alimentation des localités de Talahlou et Houadchia à partir de la station de pompage SP1 (figure 9).



Figure 6: Situation de la zone d'étude.

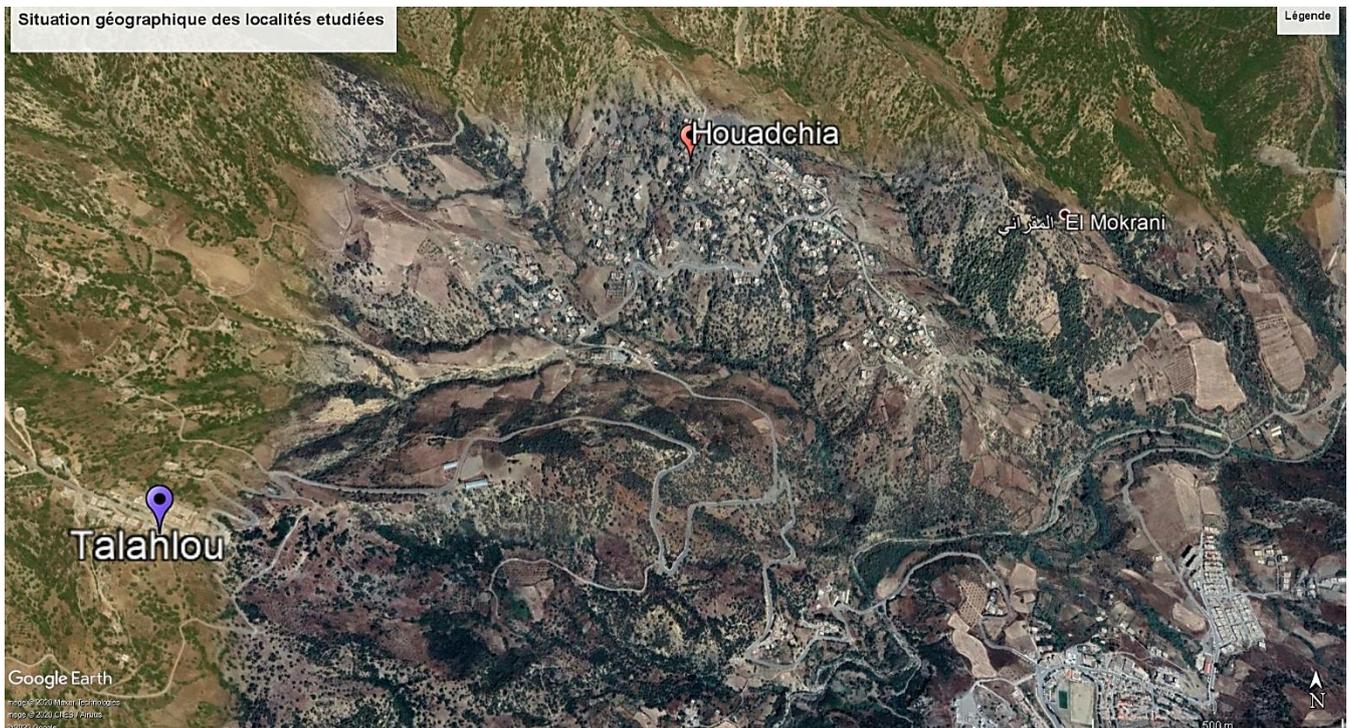


Figure 7: situation géographique des localités étudiées.

Commençant par la station de pompage SP1 vers une autre station de pompage nommée SP2 afin d'alimenter le réservoir existant R1 situé dans la même région de Talahlou, puis de la même station de pompage SP2 au réservoir existant R2 situé dans la région de Houadchia.

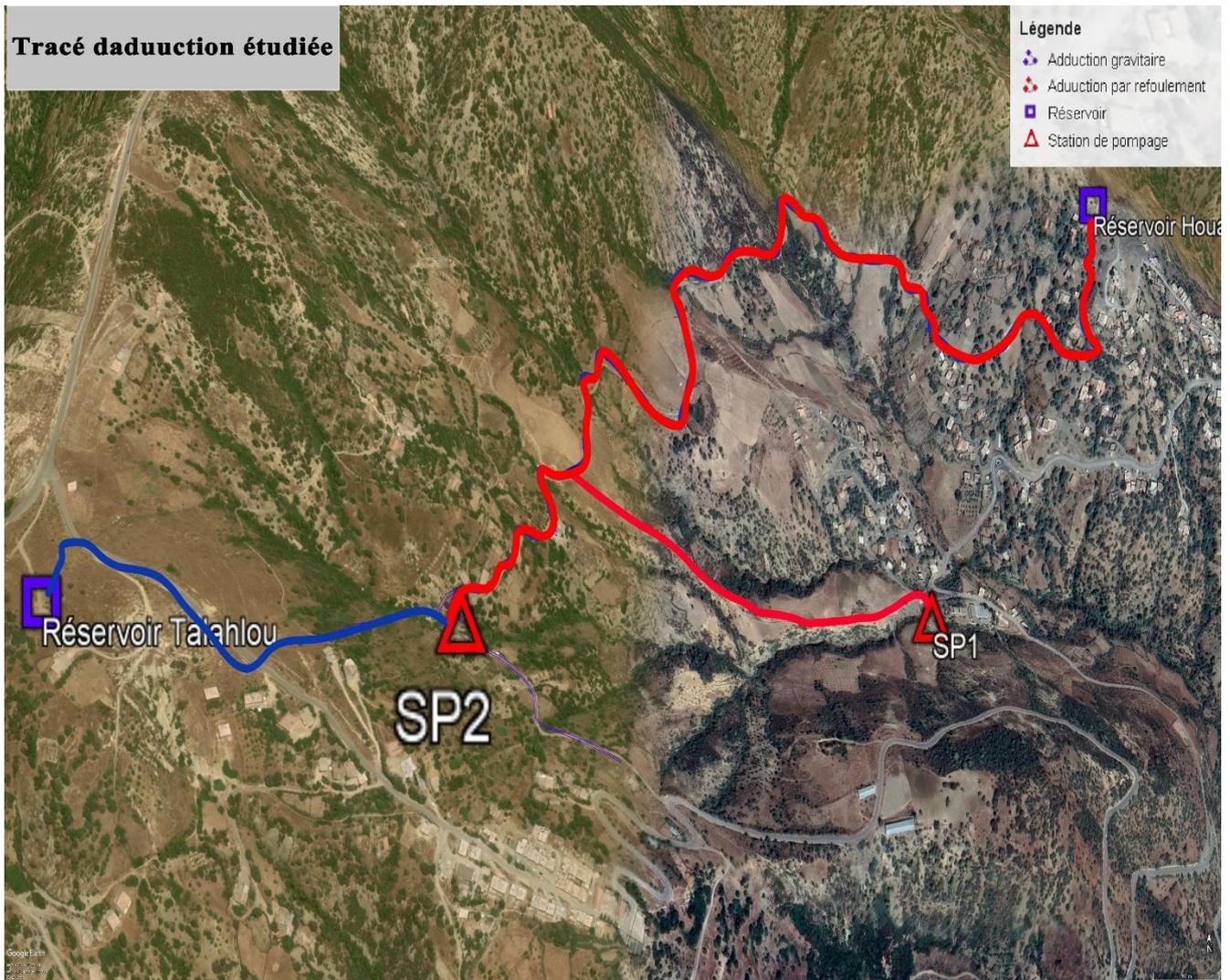


Figure 8: Tronçon étudié.

4. Conclusion :

Dans ce chapitre, une présentation grossière du site d'étude localisé dans la wilaya de Bouira, ainsi que la zone d'étude (commune EL Mokrani) a été abordée. La présentation a touché l'aspect géographique, administrative, climatique, hydraulique, ... etc., pour clarifier les diverses caractéristiques qui servent à adapter notre projet au site de réalisation dans l'objectif d'assurer le bon déroulement de ce dernier.

- Indiquer que le projet est inscrit dans l'amélioration de la couverture en alimentation en eau potable de la région, où la population de cette dernière souffre d'une alimentation faible.
- Le projet vise à renforcer l'alimentation en eau potable des 02 localités par le transfert de Koudiat-Acerdoune.

A l'issue de la partie suivante, une estimation des besoins en eau des régions étudiées sera élaborée. Ce qui fait appel à une analyse et une évaluation de la population actuelle et projetée pour un horizon d'étude, ainsi que l'évaluation des collectifs de différentes natures (sportif, culturelle...etc.). Tout cela dans le but de satisfaire leurs exigences en matière d'eau potable.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

1. Introduction

Il est clair que parmi les paramètres qui conditionnent la demande en eau, le contexte économique et social pèse de façon déterminante de même que la politique mise en place dans le secteur de l'eau. C'est pourquoi, afin d'optimiser et satisfaire les exigences de la population étudiée ainsi que l'ensemble des consommateurs et préserver notre ressource, il est nécessaire pour le gestionnaire d'eau potable de bien prévoir la demande et sa répartition en fonction du temps.

Nous tenons alors à signaler que l'objectif du système d'alimentation en eau potable est de satisfaire au maximum possible les besoins en eau de la zone concernée par le projet pendant une période bien définie qui est estimée comme durée de vie du réseau. Cette durée a été fixée à 30 ans pour le cas de ce projet à la commune d'El Mokrani (W.Bouira).

2. Estimation des besoins en eau des agglomérations étudiées

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, entreprises, commerce et utilisation publique, etc.). Elle diffère aussi d'une période à l'autre et d'une agglomération à l'autre.

2.1. Evaluation de la population

En 2008 la population de la commune d'EL Mokrani a été estimée à 904 habitants, les prévisions seront établies pour l'horizon 2050.

Cette étude se concentre seulement sur deux (02) localités de la commune : Talahlou et Houadchia.

D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population actuelle et future par l'application de la relation suivante (GODART, 2008) :

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

Tels que :

- P_n : Population futur à l'horizon (habitant) ;
- P_0 : Population actuelle (référence) (habitants) ;
- τ : Taux d'accroissement annuel (%) ;
- n : Intervalle d'année séparant P_0 et P_n .

2.2. Catégories des besoins

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

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

2.3. Taux d'accroissement

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il indique le nombre de naissance et de décès enregistré pendant la période et le nombre de personne qui sont émigrés ou immigrés (GODART, 2008).

2.4. Population de référence

Selon le service technique de la commune d'El-Mokrani, la population des deux localités étudiées (Talahlou et Houadchia) avait atteint 904 habitants en 2008 et 1060 habitants en 2016. L'ensemble de données fournies permet de calculer le taux d'accroissement de la population qui sert à calculer la population actuelle ainsi que la population future.

2.5. Horizon du calcul

On opte pour l'année actuelle 2020 et long terme 2050, ce qui fait 30 ans comme durée de vie du réseau d'alimentation en eau potable.

Tableau 2 : Nombre d'habitant actuel et projeté et le taux d'accroissement des agglomérations concernées.

| Localité | 2008 | 2016 | Taux d'accroissement | 2020 | 2050 |
|------------------|------|------|----------------------|------|------|
| HOUADCHIA | 534 | 626 | 2% | 678 | 1227 |
| TALAHLOU | 370 | 434 | | 470 | 851 |
| Total | 904 | 1060 | | 1148 | 2078 |

2.6. Calcul des besoins en eau potable à l'horizon 2050

2.6.1. Besoins domestiques

Le débit moyen journalier se calcule par la relation suivante :

$$Q_{\text{moyen j}} = \text{Dot} \times P$$

Tels que :

- $Q_{\text{moyen j}}$: Le débit moyen journalier (m^3/j) ;
- Dot : La dotation (prise égale 150 l/j/hab) ;
- P : La population (habitant).

Tableau 3 : Besoins domestiques des localités étudiées.

| Localité | Population (habitants) | | | | $Q_{\text{moy j}}(\text{m}^3/\text{j})$ | |
|------------------|------------------------|------|------|------|---|--------|
| | 2008 | 2016 | 2020 | 2050 | 2020 | 2050 |
| HOUADCHIA | 534 | 626 | 678 | 1227 | 101.7 | 184.05 |
| TALAHLOU | 370 | 434 | 470 | 851 | 70.5 | 127.65 |
| Total | 904 | 1060 | 1148 | 2078 | 172.2 | 311.7 |

2.6.2. Choix de la norme unitaire de consommation

2.6.2.1. Définition

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la qualité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule,...etc (GODART, 2008)

2.6.2.2. Critères de choix de la norme de consommation

La norme de consommation dépend essentiellement du :

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

Pour bien évaluer les besoins en eau potable, il est recommandé de se référer aux normes donnant les dotations journalières sur chaque type de consommateur comme le montre le tableau suivant :

Tableau 4 : La dotation journalière selon le nombre d'habitants (GODART, 2008).

| Nombre d'habitants | Demande en eau |
|------------------------------|-----------------------|
| > 50 000 habitants | 180 l/j/hab |
| De 20 000 à 50 000 habitants | 160 l/j/hab |
| De 10 000 à 20 000 habitants | 100 l/j/hab |
| < 10 000 habitants | 85 l/j/hab |

- Pour cette étude on prend une valeur de 150 l/j/hab à cause de la nature rurale de la localité étudiée en prenant en considération les normes algériennes.

2.6.3. Evaluation des équipements et calcul de leurs besoins

On entend par besoins collectifs, ceux en rapport avec des établissements publics ou privés. Ils peuvent s'agir d'écoles, centres de santé, hôpitaux, camps militaires,...etc.

Pour le projet en question, les besoins collectifs pour chaque agglomération sont les suivants :

Tableau 5 : Les besoins des équipements des localités étudiées.

| Localité | Equipement | Nombre de consommateurs | Unité | Dotation (L/Jour/Unité) | Volume journalier (m ³ /j) | Total (m ³ /j) |
|-----------|----------------|-------------------------|---------|-------------------------|---------------------------------------|---------------------------|
| HOUADCHIA | Ecole Primaire | 240 | Elève | 30 | 7.2 | 11.55 |
| | Antenne APC | 10 | Employé | 40 | 0.4 | |
| | Dispensaire | 5 | Employé | 40 | 0.2 | |
| | Mosquée | 250 | Fidèle | 15 | 3.75 | |
| TALAHLOU | Ecole Primaire | 434 | Elève | 30 | 13.02 | 16.77 |
| | Mosquée | 250 | Fidèle | 15 | 3.75 | |

2.7. Le débit maximum journalier

En fonction des jours, des semaines et des mois, la consommation en eau potable n'est pas constante, et sa variation présente des maximums et des minimums. Elle est caractérisée par des coefficients d'irrégularité tel que $K_{\max j}$.

Le débit maximum journalier représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il satisfait donc les exigences des consommateurs et assure leur confort même dans telle situation. Le débit maximum journalier s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moyen } j} * K_{\max j}$$

Tels que :

- $Q_{\max j}$: Le débit maximum journalier (m³/j) ;
- $Q_{\text{moyen } j}$: Le débit moyen journalier (m³/j) ;
- $K_{\max j}$: Coefficient de variation journalière de la consommation, $K_{\max j} \in [1.1 - 1.3]$.

On prend : $K_{\max j} = 1.2$ dans ce cas.

L'ensemble de calculs des besoins domestiques et des équipements, ainsi que leur majoration pour avoir les débits moyens totaux journaliers et le débit maximum journalier, seront présentés dans un tableau récapitulatif suivant :

Tableau 6 : Récapitulatif des différents besoins et leur majoration.

| Localité | Besoins Domestiques (m ³ /j) | Equipements (m ³ /j) | Débit moyen journalier total $Q_{\text{moy } j}$ (m ³ /j) | $K_{\max j}$ | Débit maximum journalier $Q_{\max j}$ (m ³ /j) |
|--|---|---------------------------------|--|--------------|---|
| HOUADCHIA | 184.05 | 11,55 | 195.6 | 1,2 | 232.41 |
| TALAHLOU | 127.65 | 16,77 | 144.42 | 1,2 | 169.95 |
| $Q_{\max j}$ (m³/j) | | | | | 402.36 |

3. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons procédé d'une façon estimative à localiser et définir les différentes catégories de consommateurs de la région, ainsi que les besoins en eau potable correspondants. Cette estimation trouve sa justification par plusieurs documents soutirés de l'APC pour des résultats fiables et corrects.

Nous avons ainsi déduit les différents débits servent comme une base pour le dimensionnement de système d'alimentation en eau potable appelé à garantir la consommation en eau potable des agglomérations en question. Il a été trouvé que les agglomérations Houatchia et Talahlou revendiquent 136.70 m³/j et 103.57 m³/j respectivement comme débits maximaux journaliers.

Dans le chapitre suivant, une étude de l'adduction sera exposée en détail pour un débit total de **402.36** m³/j pour les deux (02) localités étudiées.

Chapitre III : Etude de l'adduction et choix du tracé

1. Introduction

L'adduction étant définie, comme l'ensemble des techniques permettant d'acheminer l'eau depuis sa source (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydraulique vers le réservoir de stockage ou de distribution.

Le but de cette étude est de parvenir ; à la mise en place d'un système d'adduction qui a deux aspects dépendant l'un de l'autre, l'un technique et l'autre économique.

2. Types d'adduction

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux points :

- entre la source et la station de traitement ;
- entre la station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution ;
- entre la source et les stockages ou le réseau de distribution.

3. Classification de l'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

3.1. Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adduction gravitaire :

- Adduction sans charge (écoulement à surface libre) ;
- Adduction en charge (la plus rencontrée).

Le schéma d'adduction gravitaire est représenté dans la figure suivante :

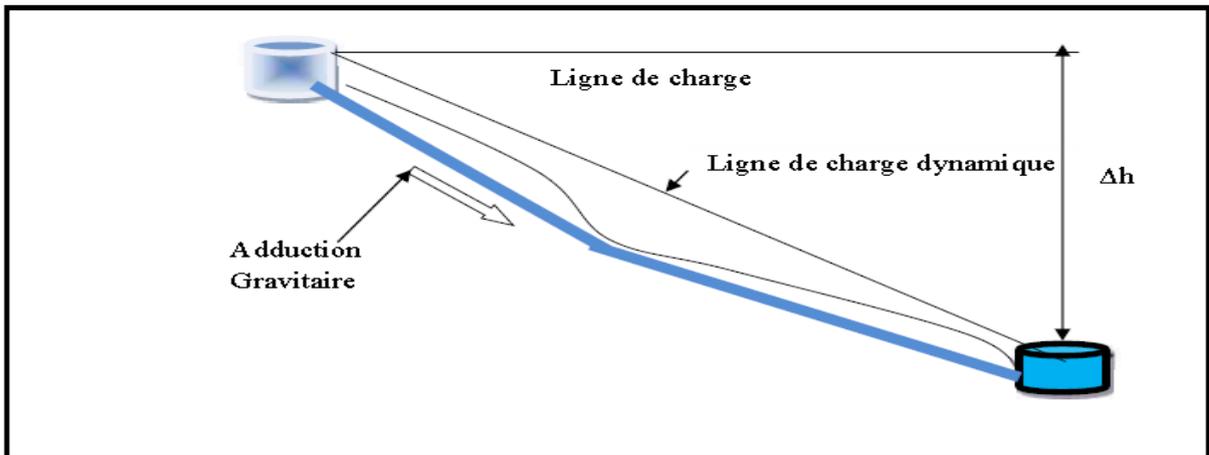


Figure 9: Adduction par gravitaire.

3.2 Adduction par refoulement

Ce mode d'adduction est régi sous pression à l'aide des machines hydromécaniques. Ce type d'adduction est utilisé dans le cas où, la côte du niveau de plan d'eau du point de départ de la conduite est inférieure à la côte piézométrique du niveau de plan d'eau de point d'arrivée

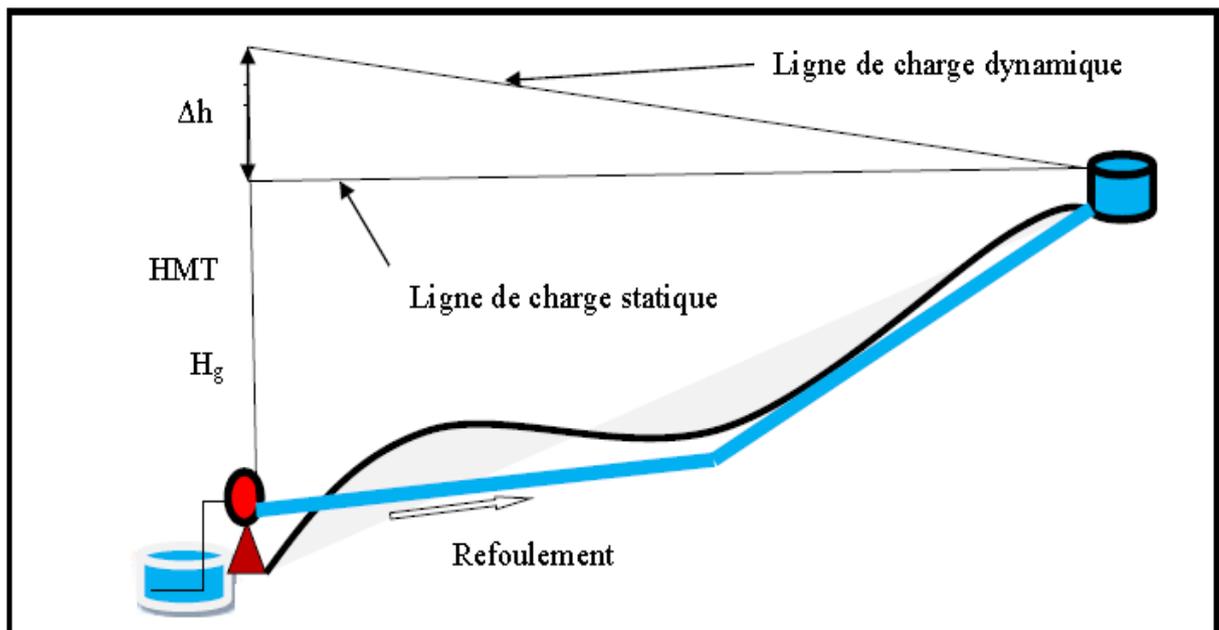


Figure 10: Adduction par refoulement.

3.3. Adduction mixte

Comme son nom l'indique, ce mode d'adduction est une combinaison entre l'adduction gravitaire et l'adduction par refoulement, où la conduite de roucoulement se transforme en conduite gravitaire et vice versa par l'intermédiaire d'un raccordement entre Ces deux dernières qu'on appelle : réservoir tampon.

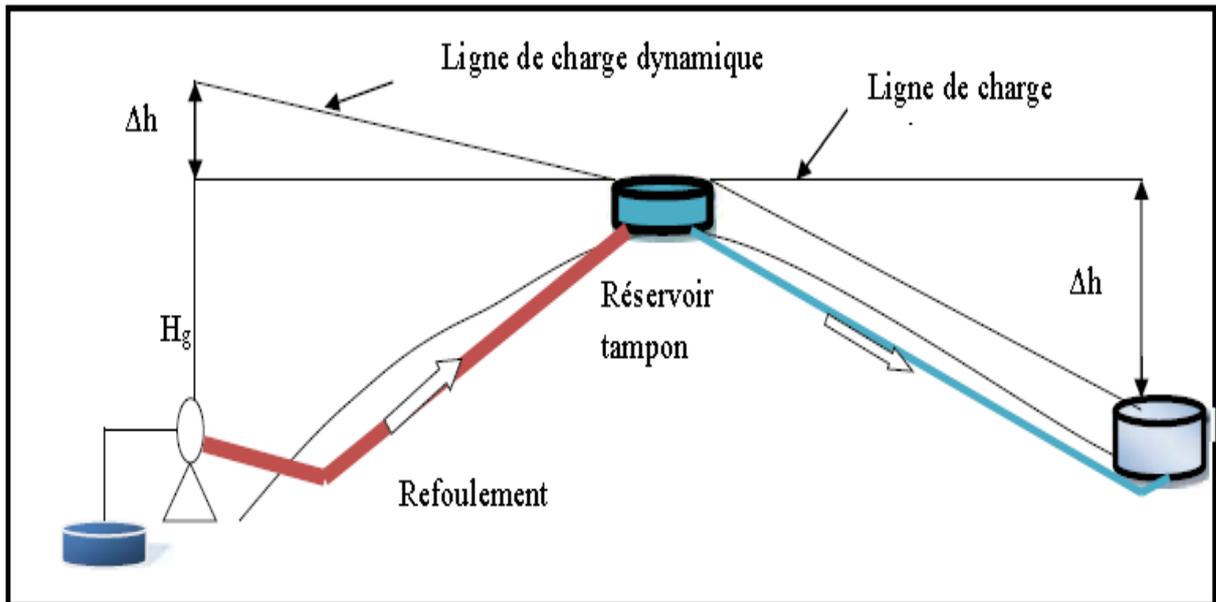


Figure 11: Adduction mixte.

4. Principe du choix de tracé du réseau

Dans le cas d'un projet d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont (Saunier - Associates, 2010)

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant d'avantage le pompage.
- Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.

- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables, donc il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.

- Eviter le maximum possible les terrains privés et les terrains agricoles (éviter les forêts).

- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

En prenant en considération les critères de choix, on a bien défini le tracé présenté dans la figure suivante :

5. Choix des types de conduites

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique ainsi qu'économique. Le choix porté sur les différentes canalisations se fait en fonction de :

- Diamètre ;
- Pressions supportées ;
- Les conditions d'installation et la facilité d'entretien et de mise en service ;
- La disponibilité et le prix au marché ;
- Du type de sol (agressivité) ;
- Les frais d'amortissement ;
- Les frais d'exploitation ;
- Bonne étanchéité.

Dans ce projet, nous avons opté pour les conduites en PEHD, et ce en raison des avantages qu'elles présentent (Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires) :

- Elasticité et flexibilité qui leur permettent d'absorber les affaissements de terrains éventuels dus à des mouvements du sous-sol, de supporter d'importantes surcharges inhérentes à la circulation routière et de diminuer les effets provoqués par des ruptures accidentelles ;

- Facilité et rapidité de montage ;
- Le système de raccordement et les caractéristiques des tubes en PEHD permettent une énorme économie de main d'œuvre ;
- Légèreté, ils sont quatre fois plus légers que les tubes traditionnels, ce qui facilite leur transport et leur manipulation ;
- Durée de vie théorique de 50 ans ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Résiste à l'entartrage et à la corrosion, il n'est pas alors nécessaire concevoir une protection cathodique ;
- Se raccorde facilement aux réseaux existants (fonte, acier, etc.).
- Très grande disponibilité de ce type de conduite sur le marché ;
- La mise en œuvre des conduites d'adduction en PEHD éliminera toutes tentatives de piquages en raison des difficultés de branchements qu'elles présentent ;
- Tous les appareils tels que les vannes, les ventouses et les pompes se montent facilement sur les tubes en PEHD, grâce à des systèmes adéquats.

6. Etude de l'adduction

Cette étude d'adduction touche les tronçons suivants :

1. Adduction gravitaire de SP2 au Réervoir Houadchia ($R_{\text{Houadchia}}$).
2. Adduction par refoulement de SP1 a SP2.

Remarque :

Le tronçon SP2- RTalahlou n'est pas considéré dans cette étude, car le service de la subdivision des ressources en eau de la daïra de Souk El-Kemis, dont la commune d'El-Mokrani fait partie a décidé de garder la conduite existante (déjà réalisée) pour assurer le refoulement entre la station SP2 et le réservoir existant.

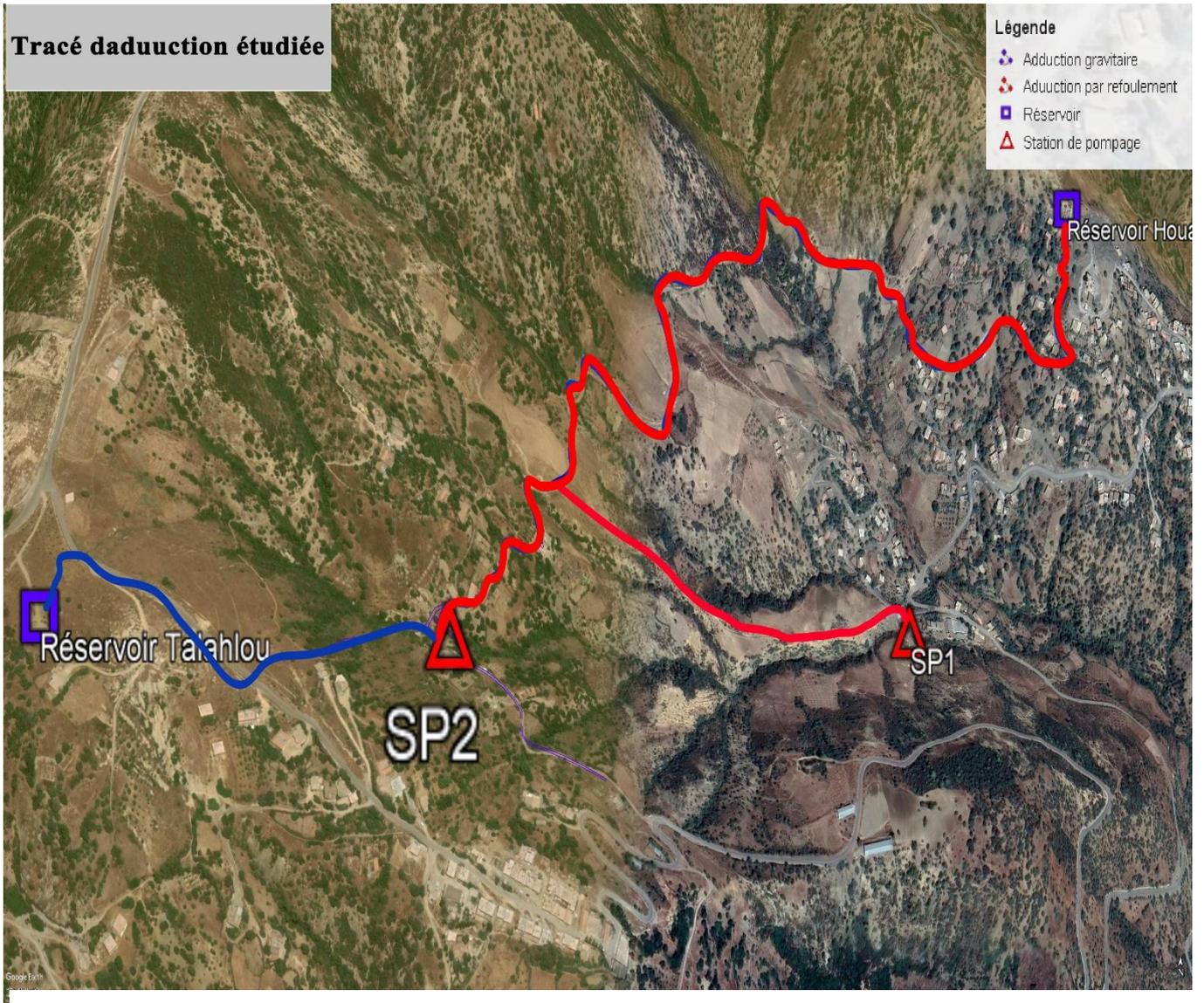


Figure 12: Tracé de l'adduction étudié (Google earth).

6.1. L'adduction par refoulement

Cette étude a pour objectif de déterminer le diamètre idéal, du point de vue technique et économique. Le dimensionnement de la conduite de refoulement et de la station de pompage sont liés, car plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, donc des dépenses de pompage (frais d'exploitation) plus élevées, et des frais d'investissement moins importants et vice-versa.

L'adduction par refoulement commence à partir de la bache de la station de pompage SP1 de côte du terrain naturel 507,68 mNGA la bache de la station de pompage SP2 de côte de terrain 677,5 mNGA.

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN et BRESS, ces formules sont données comme suites :

$$D = K \cdot \sqrt{Q}$$

$D = 1 \cdot \sqrt{Q}$, ($K = 1$) [Formule de BONIN] (GODART, Adduction et distribution d'eau, 2008)

$D = 1,5 \sqrt{Q}$, ($K = 1,5$) [Formule de BRESSE] (GODART, Adduction et distribution d'eau, 2008)

Avec :

- D : diamètre de la conduite (m),
- Q : débit max à élever (m^3/s).

Remarque 02 :

Dans le cas d'une adduction par refoulement, on utilise le débit de pompage qui est déterminé comme suit :

$$Q_p = Q * \frac{24h}{T_p}$$

Avec :

Q_p : débit de pompage en m^3/s ;

Q : débit à élever en m^3/s ;

T_p : le temps de pompage en heure (on prend $T_p = 10h$ dans ce Cas).

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

Tableau 7: Résultats de calcul du débit et des diamètres.

| Le débit de pompage (l/s) | Les diameters calculés (mm) | Les diameters normalisés (mm) |
|---------------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| 11,18 | Avec la formule de BONNIN : 105 | 110-125-160 |
| | Avec la formule de BRESS : 158 | |

6.1.1. Pertes de charge

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

- pertes de charge linéaires,
- pertes de charge singulières.

A. Pertes de charge linéaires

Ce sont des pertes de charge régulières dues au frottement de l'eau contre les parois des canalisations, et des molécules entre elles.

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH :

$$J_l = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Avec :

- L : longueur géométrique de la conduite (m),
 - λ : coefficient de frottement adimensionnel dépendant de la nature du régime d'écoulement,
 - V : la vitesse moyenne d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s),
 - D : diamètre intérieur de la conduite (m),
 - g : accélération de la pesanteur = 9,81 m/s².
- **Détermination de λ :**

Le coefficient de frottement λ , dépend du régime d'écoulement qui est fonction de la rugosité relative et du nombre de REYNOLDS, en se référant au diagramme de MOODY et ayant ces deux derniers paramètres, on pourra déterminer le coefficient de frottement λ .

- En régime turbulent : λ est donné par la formule de NIKURADZE suivante :

$$\frac{1}{\lambda} = [1,14 - 2 \log \frac{\varepsilon}{D}]$$

Où :

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \log \frac{\varepsilon}{D}]^2$$

Avec :

- ε : coefficient de rugosité (m),
- $\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative,
- λ : coefficient de frottement.

- En régime transitoire : λ est donné par la formule de COLEBROOK-WHITE

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \text{Log} \left[\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right]$$

Où :

- ε : coefficient de rugosité,
- D : diamètre intérieur de la conduite (m),
- Re : nombre de REYNOLDS égale à : $\frac{V * D}{\nu}$, (ν étant la viscosité cinématique du liquide et V étant la vitesse d'écoulement).

La viscosité cinématique de l'eau est prise égale à 10^{-6} m²/s à une température de 20°C.

Dans ce régime le coefficient de perte de charge « λ » est déterminé par approximations successives, en première approximation il est déterminé par la formule de NIKURAZE, la valeur trouvée sera remplacée dans le second membre de la relation de COLEBROOK-WHITE, d'où on aura une nouvelle valeur de λ .

On procède aux approximations successives jusqu'à ce que les deux membres de l'expression soient égaux (une différence de 10^{-5}).

B. Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements,...etc.

Les pertes de charges singulières sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linaires (on prend 10% dans notre cas).

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta h_s = 0.10 * \Delta h_l$$

C. Perte de charge totale

La perte de charge totale le long de la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\Delta H_t = \Delta h_l + \Delta h_s = \Delta h_l + 0.10 \times \Delta h_l = 1.1 \times \Delta h_l$$

D. La hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale est la somme de la hauteur géométrique et de la perte de charge totale : $HMT = H_g + \Delta$

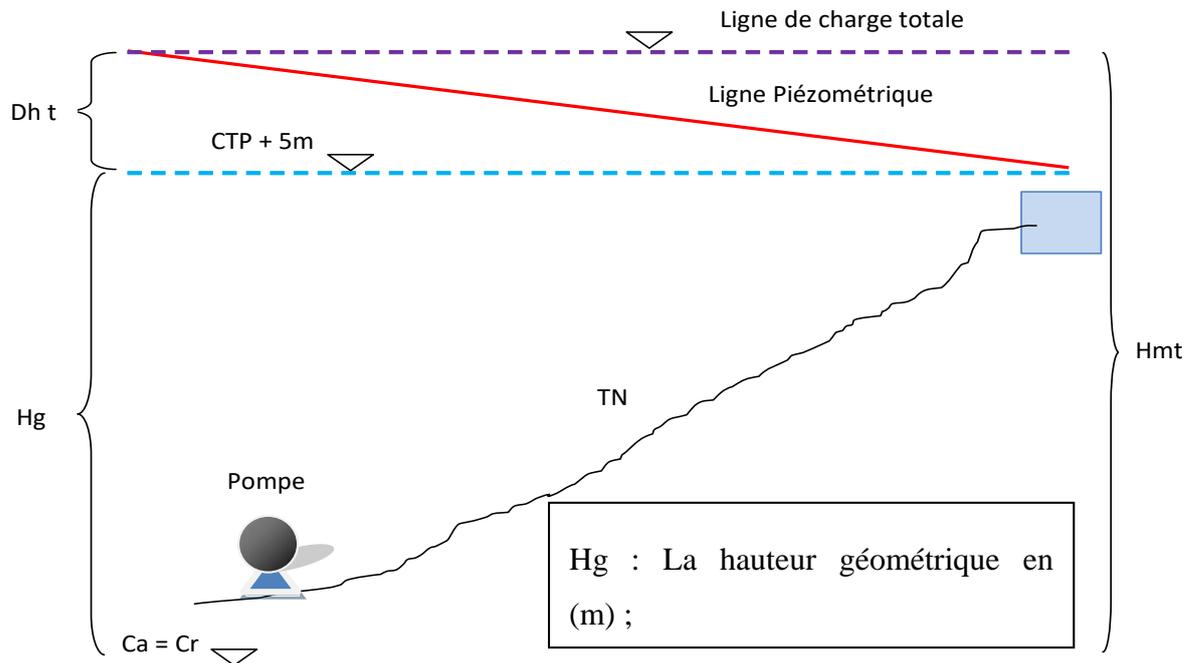


Figure 13: Schéma explicatif de la hauteur manométrique totale.

6.1.2. Présentation des résultats du calcul

6.1.2.1 Tronçon SP1-SP2

Tableau 8 : Résultats de calcul pour le tronçon SP1-SP2.

| Diamètre extérieur (mm) | Diamètre intérieur (mm) | Débit de pompage (l/s) | Vitesse (m/s) | λ | Perte de charge linéaire (m) | Perte de charge singulière (m) | Hg (m) | HMT (m) |
|-------------------------|-------------------------|------------------------|---------------|-----------|------------------------------|--------------------------------|--------|---------|
| 110 | 97,7 | 11,18 | 1,49 | 0,01539 | 34 | 3.4 | 173,3 | 215,68 |
| 125 | 111 | | 1,16 | 0,01531 | 18 | 1.8 | | 197,80 |
| 160 | 142,1 | | 0,705 | 0,01526 | 5 | 0,5 | | 183,90 |

Remarque :

Le choix de diamètre des conduites s'articule sur une vitesse de [0.5-2] m/s ainsi que des faibles pertes de charges et moins d'HMT. Non seulement ces conditions sont prises en considération, mais aussi le phénomène de coup de bélier et les surpressions/dépressions sont obligatoires à vérifier pour le choix d'un diamètre optimal.

Les résultats de calcul pour chaque diamètre sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau 9 : Résultats de calcul de coup de bélier, surpression et dépression.

| SP1-SP2 | | | | | | | | | |
|---------------|-------------------------|---|------------------|---|---------------------|--|------------------------------|-----------------|----------------|
| Diamètre (mm) | Diamètre intérieur (mm) | Coefficient qui dépend de la conduite K | Épaisseur e (mm) | Célérité de propagation d'onde pour le PEHD a (m/s) | La vitesse V0 (m/s) | Valeur maximale du coup de bélier B(m) | La hauteur géométrique Hg(m) | Surpression (m) | Dépression (m) |
| 110 | 96.7 | 83 | 12,3 | 208,36 | 1,49 | 31,65 | 173,70 | 205,35 | 142,05 |
| 125 | 111 | | 14 | 199,03 | 1,16 | 23,53 | | 197,23 | 150,16 |
| 160 | 142.1 | | 17,9 | 1424,50 | 0,705 | 102,37 | | 102,37 | -102,37 |

Après une analyse approfondie des phénomènes cités précédemment, ainsi que les caractéristiques de vitesse, pertes de charge et HMT, on opte pour un diamètre D=125 mm en PEHD, qui assure une vitesse de 1,16 m/s pour le tronçon de refoulement SP1-SP2.

6.2. L'adduction gravitaire

Dans le cas gravitaire, contrairement à l'adduction par refoulement l'écoulement généralement s'effectue à partir d'un réservoir situé à une altitude suffisante pour vaincre les pertes de charge causées par le débit transitant la conduite (charge disponible).

Les paramètres hydrauliques intervenant dans le dimensionnement sont :

- Le débit d'écoulement.
- La vitesse d'écoulement.
- La perte de charge unitaire.

6.2.1. Le tronçon SP2-R_{Houdchia}

L'adduction gravitaire commence à partir de la bêche de la station de pompage SP2 de côte du terrain naturel 602.05 mNGA vers le réservoir Houdchia de côte de terrain 588,79 mNGA.

La charge hydraulique disponible entre les deux ouvrages est donnée par :

$$\begin{aligned} \Delta h_d &= CTN_{SP2} - CTP_{RHoudchia} = CTN_{SP2} - (CTR_{RHoudchia} + 5.0m) \\ &= 677.5 - (617.8 + 5.00) = 54.7m \end{aligned}$$

Dans ce tronçon est de 54.7 (m.c.e). Dans cette partie on calcule le diamètre avantageux.

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh (GODART, Adduction et distribution d'eau, 2008):

$$\Delta H_d = \frac{K' * L * Q^B}{D^m}$$

Ou :

ΔH_d : Charge disponible (m.c.e) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

L : Longueur de la conduite (m) (on prend la longueur équivalente $L_{eq}=1,1 \times L$) ;

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

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

B: Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

- Selon le type de matériau on choisit les coefficients K', m et B qui sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 10: Coefficients K', m, B pour l'acier.

| Matériau | K' | M | B |
|----------|----------|-------|---|
| PEHD | 0.001052 | 4,772 | 2 |

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D = \sqrt[m]{\frac{K' * L * Q^B}{\Delta H_d}}$$

Les résultats sont présentés comme suite :

Tableau 11: Les résultats du calcul de diamètre pour le tronçon SP2-R Houdchia.

| Tronçon | Débit (l/s) | Longueur de la conduite (m) | Longueur équivalente (m) | ΔH_d (m) | Diamètre calculé (mm) |
|---------------------------|-------------|-----------------------------|--------------------------|------------------|-----------------------|
| SP2-R _{Houdchia} | 232.41 | 2268.55 | 2608.83 | 54,7 | 44,7 |

- On opte pour un diamètre D =50 mm.

7. Conclusion :

Dans ce chapitre un tracé du tronçon étudié a été choisi selon certains critères techniques et économiques pour assurer le bon acheminement des eaux selon le réseau mis en place.

Les caractéristiques de cette adduction sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 12: Tableau récapitulatif des caractéristiques hydrauliques de l'adduction.

| Tronçon | Type d'adduction | Débit véhiculé (m3/j) | Longueur L (m) | Longueur équivalente (m) | Cote de projet-départ (m) | Cote de projet-arrivé (m) | Hauteur géométrique Hg (m) | PN (Bar) |
|---------|------------------|-----------------------|----------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|----------|
| Sp1-Sp2 | Refolement | 402.36 | 1370.75 | 1576.36 | 507.86 | 677.5 | 173.29 | 20 |
| Sp2-RH | Gravitaire | 232.41 | 2268.55 | 2608.83 | 677.5 | 617.8 | 59.7 | 10 |

L'étude de l'adduction nous a permis de récapituler le projet comme suit :

- Adduction par refolement avec une longueur totale des conduites de 1370.75m et de diamètre ϕ 125mm (PEHD, PN20).
- L'adduction gravitaire avec une longueur totale des conduites de 2268.55m et de diamètre de ϕ 50mm (PEHD, PN10)
- Le transport de l'eau constitue généralement un investissement considérable, on doit alors examiner attentivement toutes les options possibles sur le plan technique et pour pouvoir retenir le choix optimal.

Le chapitre suivant sera une étude de choix des pompes utilisées pour le cas de refolement.

Chapitre IV : Etude et choix des pompes

1. Introduction

Ce chapitre a pour but l'étude et le choix des pompes adaptées et permettant d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale exigée au niveau de station de pompage projetée au départ de l'adduction par refoulement.

2. Généralités sur les pompes

2.1. Définition d'une pompe

Les pompes sont des appareils hydrauliques qui servent à transformer l'énergie électrique en énergie mécanique d'un fluide à l'aide d'un mouvement de rotation continue. C'est un dispositif utilisé pour aspirer, pour déplacer ou pour comprimer des liquides et des gaz. Dans toutes les pompes, il faut éviter la cavitation (formation de cavités gazeuses), ce qui réduirait le débit et endommagerait le corps de la pompe. Les pompes utilisées pour les gaz et pour les vapeurs sont appelées compresseurs, ventilateurs, trompes (KASSIANOV, 1982).

2.2. Les différents types de pompes et leurs caractéristiques

Les pompes sont classées suivant le mode de déplacement des liquides à l'intérieur des pompes. En effet, nous distinguons deux grandes catégories :

1. les turbopompes,
2. les pompes volumétriques.

2.2.1. 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 (KASSIANOV, 1982).

Ce sont les plus employées, spécifiquement les pompes centrifuges utilisées pour des hauteurs d'élévation importantes (plusieurs dizaines de mètres) ainsi que les pompes hélices qui élèvent des débits importants (plusieurs centaines de litres) à des hauteurs faibles (quelques mètres), et cela du à certains avantages tels que (TROSKOLANSKI, 1977):

- Ces appareils sont relatifs et ne comportent aucune liaison articulée.
- L'encombrement des turbopompes est environ huit fois moindre que celui des pompes volumétriques.
- Les frais d'entretien d'une turbopompe sont peu élevés.
- Leur entraînement par un moteur électrique.

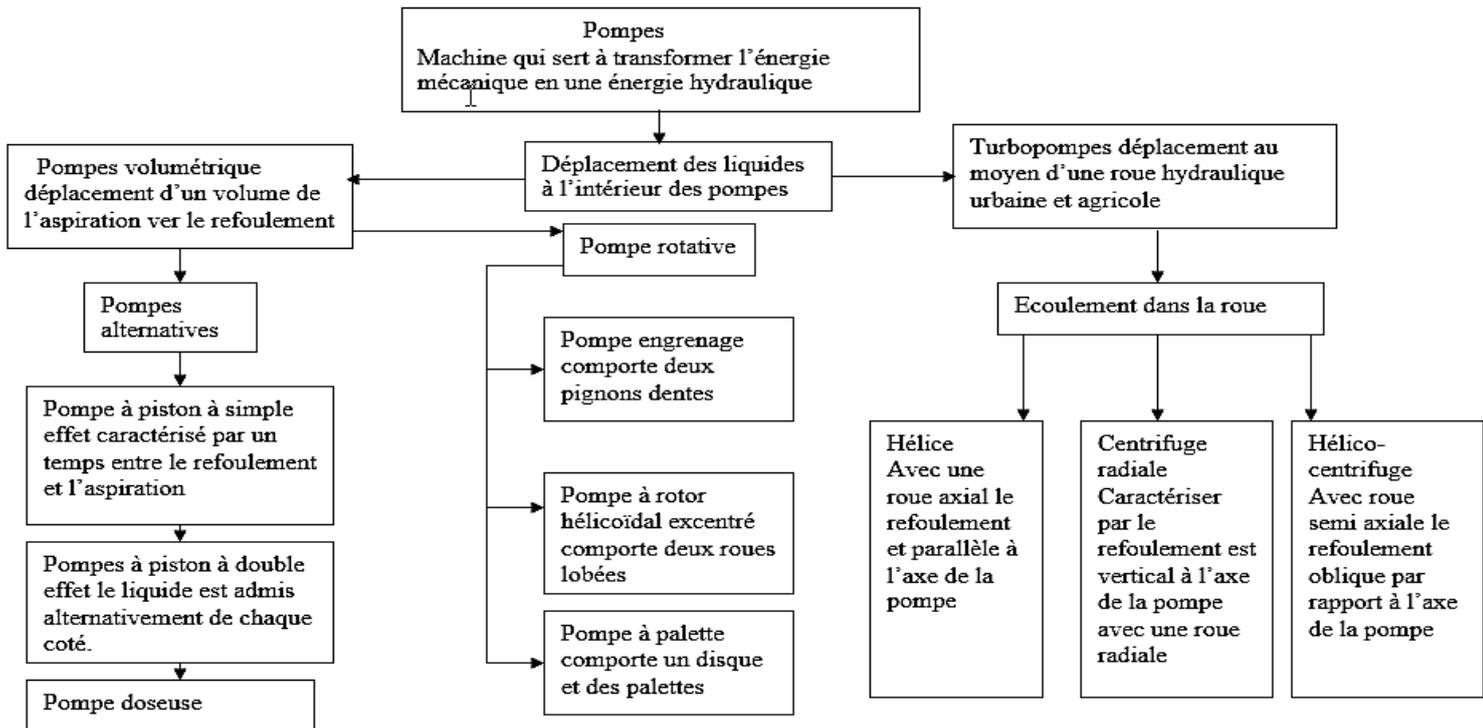


Figure 14 : Types des pompes

On distingue :

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

Cette classification est basée sur la forme de la trajectoire à l'intérieur du rotor de la pompe (roues radiales, semi radiales, axiales).

2.2.2. Les pompes volumétriques :

Les pompes volumétriques se composent d'un élément mobile se déplaçant dans un corps fixe parfaitement ajusté.

Le fluide est déplacé par un mouvement entre l'orifice d'aspiration et l'orifice de refoulement dû à la diminution de la pression en amont.

Caractéristiques principales :

- pour un faible débit
- bons rendements
- auto-amorçantes

On distingue généralement :

- Les pompes volumétriques alternatives : la pièce mobile est animée d'un mouvement alternatif.
- Les pompes volumétriques rotatives à 1 arbre : ces pompes sont constituées par une pièce mobile animée d'un mouvement de rotation autour d'un axe, qui tourne dans le corps de pompe et crée le mouvement du liquide pompé par déplacement d'un volume depuis l'aspiration jusqu'au refoulement.
- Les pompes volumétriques rotatives à 2 arbres : appelées double rotor.

3. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale.
- Avoir un bon rendement et une puissance absorbée minimale.
- Avoir la vitesse de rotation la plus élevée.
- Réduire l'encombrement de façon à répondre à la construction économique.
- Vérifier la condition de non cavitation.

Dans notre étude on a opté pour des pompes centrifuges à axe horizontal pour les avantages qu'elles présentent, à savoir :

- Elles constituent des groupes légers peu encombrants.
- Elles assurent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables.
- Elles sont capables de travailler dans des conditions de rendement très élevées.

4. Choix du nombre de pompe

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;

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

5. Les modes de couplages de pompe

5.1. Couplage en série

Dans ce cas, 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 (DUPONT, 1979).

Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

5.2. Couplage en parallèle

Chaque conduite de refoulement aboutit à un collecteur général commun dont le débit du ce collecteur sera composé de la somme des débits de chaque pompe (DUPONT, 1979).

Ce type de couplage est utilisé pour un débit variable à une hauteur constante.

6. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

6.1. Le débit(Q)

Le débit fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps, il s'exprime en (l/s).

6.2. Hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g) et les pertes de charge de refoulement et se détermine par la formule suivante :

$$\mathbf{HMT = H_g + \Delta H_T}$$

6.3. Les puissances

6.4. La puissance absorbée par la pompe (P_a)

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Sa loi est déjà définie dans le chapitre précédent.

6.5. La puissance utile (P_u)

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est donnée par :

$$P_u = g \times HMT \times Q_{ref}$$

Avec :

- P_u : puissance utile par la pompe (KW).
- Q_{ref} : Débit refoulé (m^3/s).
- HMT : hauteur manométrique totale (m.c.e).
- g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 m/s^2$).

6.6. Le rendement (η %) :

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η

$$\eta = \frac{P_u}{P_a}$$

7. Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

Les courbes principales qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances, sont pour une vitesse de rotation donnée (mis à part la NPSH) au nombre de trois. Elles sont établies par le constructeur :

- Courbe débit-hauteur,
- Courbe de rendement,
- Courbe de puissance.

7.1. Courbe débit-hauteur [$H=f(Q)$]

Elle présente les variations de la hauteur manométrique totale d'élévation susceptible d'être fournie par la pompe en fonction du débit Q .

7.2. Courbe de rendement [$\eta=f(Q)$]

Elle présente pour chaque type de pompe un maximum au voisinage duquel il faudra utiliser la pompe. Le rendement tient compte des pertes d'énergie dans les pompes : Pertes hydrauliques, volumétriques et mécaniques.

7.3. Courbe de puissance [$Pa=f(Q)$]

Elle représente la variation de la puissance absorbée par la pompe en fonction du débit. La puissance est égale au travail effectué pendant l'unité de temps pour élever le débit correspondant à une hauteur égale à la hauteur manométrique totale d'élévation.

8. Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est la représentation graphique de la variation des pertes de charge totales engendrées en fonction du débit véhiculé, c'est une parabole dont la fonction est la suivante :

$$H_c = R \times Q^2 + H_g$$

Avec :

- H_c : perte de charge totale (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m)
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- R : Résistance de la conduite déterminée par la formule suivante :

$$R = 1,5 \times \frac{8 \times \lambda \times L}{\pi^2 \times D^5 \times g}$$

Avec :

- D : Le diamètre de la conduite (m) ;

- L : La longueur de la conduite (m) ;
- g : L'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}$) ;
- λ : Le coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

9. Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe (C_{cp}) installée et en fonctionnement $[H-Q]$ et la courbe caractéristique de la conduite (C_{cc}) refoulant un débit de la pompe en fonctionnement $[H_c-Q]$.

La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le constructeur ou par les essais de pompage tandis que la courbe caractéristique de la conduite est déterminée par l'installateur de la pompe.

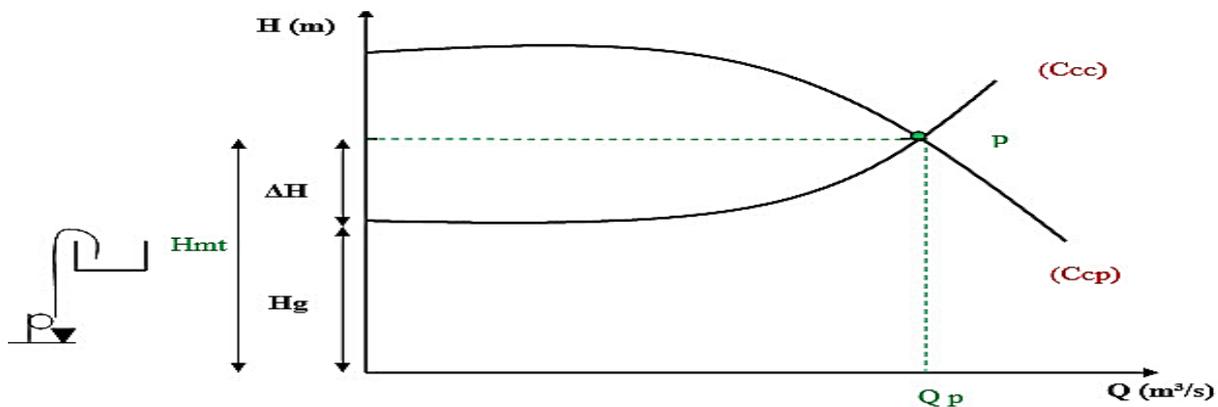


Figure 15: point de fonctionnement d'une pompe.

La pompe fonctionnera dans de bonnes conditions si le point de fonctionnement se trouve dans la zone non cavitationnelle et le débit lui correspondant dans plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

D'après les graphes (figure 01) (Voir Annexe N°2) le point de fonctionnement de la pompe de la station SP1 est :

$$P_1 = \left[Q = 11.3 \frac{l}{s}, \quad H.M.T = 198 \text{ m} \right].$$

10. Le phénomène de cavitation

10.1. La cavitation dans les pompes

Le phénomène de cavitation apparaît dans l'écoulement d'un liquide lorsqu'en un point quelconque de celui-ci la pression absolue devient égale à la pression de vapeur saturante pour la température du liquide transporté. Il se produit en ce point une bulle, cavité remplie de vapeur du liquide, ces derniers s'écrasent dans les zones où elles rencontrent des pressions absolues plus élevées qui provoque diverses vibrations et bruits (P.PERNES, 2004).

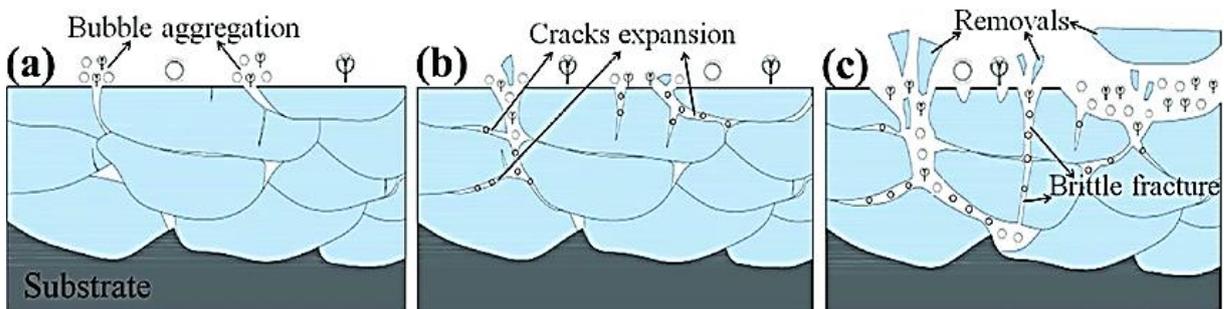


Figure 16: Phénomène de cavitation.

10.2. Notion du NPSH

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ fixée par l'utilisateur doit être supérieure à la charge minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ donnée par le constructeur sous forme de courbe « $(NPSH)_r = f(Q)$ » (P.PERNES, 2004). Soit donc la condition de non cavitation : $NPSH_d > NPSH_r$

- pour une alimentation en charge : $NPSH_d = \left(\frac{P_0}{\rho \times g}\right) + H_a - (\Delta H_{Asp} + h_v)$.
- Pour une alimentation en dépression : $NPSH_d = \left(\frac{P_0}{\rho \times g}\right) - H_a - (\Delta H_{Asp} + h_v)$.

Où :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m).
- ΔH_{Asp} : les pertes de charges d'aspiration (m).
- $\frac{P_0}{\rho \times g}$: pression du plan d'eau d'aspiration en (m.c.e).
- h_v : pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée,

dans notre cas en prend $T= 20^{\circ}\text{c}$ donc $h_v=0,24\text{m}$.

L'étude de cavitation de la pompe de la station SP1 est présentée dans les tableaux suivant :

Tableau 13 : Résultats de calcul de l'NPSH.

| SP1 | | | | | | |
|--------------------------|---------------------------|--------------------------|--|----------------------------------|---------------------|-----------------|
| Hauteur d'aspiration (m) | Longueur d'aspiration (m) | Singularité | Tension de vapeur d'eau à 20°C | Perte de charge d'aspiration (m) | NPSH disponible (m) | NPSH requis (m) |
| 1 | 3 | 2 coudes de 90° | 0,234 | 0,244 | 10,74 | 2,37 |

On note que $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$ ($10,74 > 2,37$) donc la condition de non cavitation est satisfaite.

11. Définition du coup de bélier

Le coup de bélier, étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites suite à des modifications rapides dans le régime d'écoulement (DUPONT, 1979).

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement (DUPONT, 1979).

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau (DUPONT, 1979).

11.1. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes sont :

- l'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire,
- la mise en marche ou l'arrêt brusque des pompes dans les conduites en charge par refoulement,

- la disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage est cependant la cause la plus répandue du coup de bélier,
- la mauvaise utilisation des appareils de protection.

11.2. Risques dus aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

Ces phénomènes se produisant dans une conduite en charge, peuvent provoquer des risques à la suite d'une dépression ou d'une surpression engendrée par les manœuvres brusques.

11.2.1. Cas de la surpression

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ou bien à la suite d'une dépression causée par l'arrêt brusque d'une pompe. Si la pression totale c'est-à-dire la pression en régime permanent majorée de la valeur de surpression due au coup de bélier dépasse la pression maximale admissible des tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés)(DUPONT, 1979).

11.2.2. Cas de dépression

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

12. Calcul des surpressions et des dépressions

12.1. Calcul de célérité de propagation d'onde (a)

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \times \frac{D}{e}}}$$

Avec :

K : Coefficient qui dépend de la conduite ;

D : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;

e : Epaisseur de la conduite (m).

12.2. Valeur maximale du coup de bélier(B)

$$B = \frac{a * V_0}{g}$$

Avec :

B : Valeur maximale du coup de bélier m.c.e) ;

a : Célérité de propagation d'onde (sans unité) ;

V₀ : La vitesse (m/s) ;

g : Force de gravité (m/s²).

12.3. Calcul de surpression et dépression

- Surpression = Hg+B.

- Dépression=Hg+B.

Où :

Hg : La hauteur géométrique (m) ;

B : Valeur maximale du coup de bélier (m.c.e).

12.4. Résultats de calcul

Tableau 14 : Résultats de calcul de coup de bélier, surpression et dépression.

| Vérification du coup de belier | | | | |
|---------------------------------------|--|--|----------------------------|---------------------------|
| Station de pompage | Célérité de propagation d'onde pour le PEHD (a) (m/s) | Valeur maximale du coup de bélier B (m.c.e) | Surpression (m.c.e) | Dépression (m.c.e) |

| | | | | |
|-----|-------|----|--------|--------|
| SP1 | 372,5 | 44 | 217,35 | 129,25 |
|-----|-------|----|--------|--------|

13. Conclusion

Dans cette étude on a traité une aspiration en charge pour la station de pompage SP1. Après une recherche approfondie pour pouvoir sélectionner une pompe adéquate pour la station de pompage, le choix a été effectué à l'aide du logiciel **Caprari**. La pompe retenue sera celle qui donne les meilleures caractéristiques.

Données :

- Débit : 11 ,18 l/s
- HMT : 197,8 m

En consultant le catalogue des pompes, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal, on ajoutant une pompe de secours pour la même station.

Les caractéristiques de la pompe choisie :

La pompe sélectionnée est une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (HMU50-1/5A), les caractéristiques principales sont données dans le tableau suivant :

Tableau 15: Les caractéristiques de la pompe choisie

| Q l/s | HMT (m) | P _a (KW) | η % | N (tr/min) | NPSH _r (m) |
|-------|---------|---------------------|------|------------|-----------------------|
| 11,3 | 198 | 31,1 | 70,9 | 2900 | 2,37 |

L'ensemble des caractéristiques ainsi que les courbes de la pompe choisi sont mentionnés catalogue joint (**Voir annexe N°02**).

Les phénomènes de cavitation et coup de bélier ont été aussi étudié pour assurer la protection et le bon fonctionnement des pompes.

Les résultats suivants ont été dégagés pour :

$$SP1 : NPSH_r = 2,37 < NPSH_d = 10,74 \text{ m}$$

Donc le phénomène de cavitation est évité.

Dans le chapitre suivant nous allons dimensionner les baches à eau de chaque station de pompage ainsi que l'ensemble des réservoirs.

Chapitre V : Dimensionnement des bâches d'aspiration et les réservoirs

1. Introduction

Un réservoir est une enveloppe qui contient un liquide qui peut être généralement de l'eau, soit potable (réservoir des distributions publiques), soit usées (eau d'égouts). Parmi les liquides que l'eau, les plus courants sont le lait et les hydrocarbures, ... etc.

Dans le cas des réseaux d'eau, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau distribution. Ce dernier possède des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

Dans ce chapitre nous allons identifier nos bâches d'aspiration pour les stations de pompage ainsi que deux (02) réservoirs implanté dans le tronçon étudié et assurer un dimensionnement adéquat en calculant leurs capacités nécessaires à satisfaire les exigences des agglomérations.

2. Le rôle du réservoir

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation. Aussi, ils permettent - entre autre- de (BONVIN.I, 2005):

- Régulariser le fonctionnement de la pompe,
- Lutte contre incendie,
- Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - Panne électrique,
 - Remplacement d'une pompe,
 - Accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif

spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint.

- Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais, ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.

Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante. C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une côte de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit. La journée, la charge, à partir du réservoir principal, diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

3. Prescriptions sanitaires

En plus de leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après (BONVIN.I, 2005) :

- Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation,
- Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température,
- Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité,
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir,
- L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables,
- Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés,

- En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches,
- Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

4. Classification des réservoirs

Selon les critères pris en considération, les réservoirs peuvent être classés de diverses façons (BONVIN.I, 2005) :

1. Classification selon le matériau de construction

Elle se base sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

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

2. Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes par rapport à la surface du sol :

- enterrés,
- semi-enterrés,
- surélevé ou sur tour (château d'eau).

3. Classification selon l'usage

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

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage,
- Réservoir d'équilibre (tampon),
- Réservoir de traitement.

4. Classification selon la forme géométrique

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :

- **Rectangulaire ou carrée** : ils sont utilisés surtout pour les capacités importantes.

Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

- **Cylindrique** : elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaires. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint.

Comme il existe des réservoirs à forme quelconque (sphérique, conique...).

5. Choix du type de réservoir

Cette étude consiste à maintenir un ouvrage de stockage d'eau pour satisfaire quantitativement les consommateurs de la région dans la venir.

Dans ce cas, on prend un réservoir semi enterré.

Le choix de type est basé sur les avantages suivants :

- Économie sur les frais de construction,
- Étude architecturale très simplifiée et moins sujette à critique,
- Étanchéité plus facile à réaliser,
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

6. Exigences techniques (BET Groupement, 2008)

Un bon réservoir doit répondre à différents impératifs et des exigences suivantes :

6.1. Etanchéité

Les cuves des réservoirs d'eau doivent être parfaitement étanches et ne recevoir au qu'un enduit intérieur susceptible d'altérer l'eau qu'elles conditionnent. Elles doivent être aussi aménagées de manière que l'eau circule régulièrement à l'intérieur en évitant toute stagnation.

6.2. Résistance

Les réservoirs doivent équilibrer, dans toutes leurs parties, les effets auxquels seront soumis, poids propre, effets climatiques (neiges, vents,...etc.) effets dynamiques (séisme), effets de retrait, effets de fluage, variation de température (surcharge d'exploitation).

6.3. Durabilité

Les matériaux constituant, tous les éléments des réservoirs doivent conserver leurs propriétés, après un long contact avec le liquide sans qu'ils retiennent.

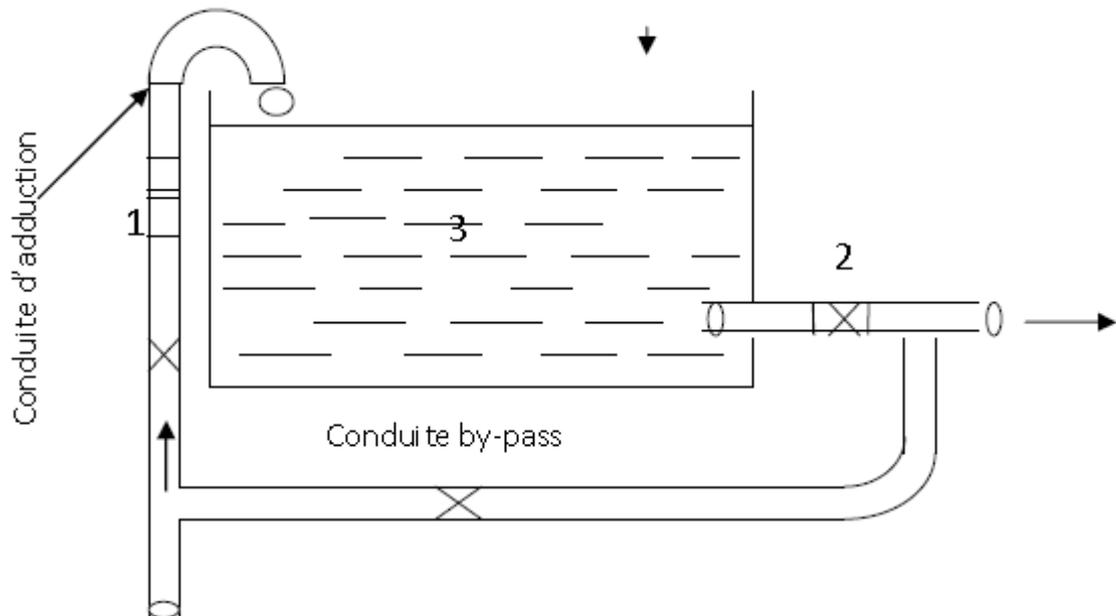
Cela est relié aussi à la bonne gestion ce qui nous appelle la gestion durable.

7. Equipements hydrauliques des réservoirs

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés (DUPONT A. , 1979) :

7.1. Conduite d'adduction

L'arrivée des eaux par la conduite d'arrivée peut être soit par le haut, soit par le bas, soit par une conduite noyée à partir d'un plan d'eau, La conduite d'adduction, à son débouché dans le réservoir, elle doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint un certain niveau. L'obturation est assurée soit par un robinet-vanne dans le cas d'une adduction gravitaire, ou bien par un dispositif permettant l'arrêt du



moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.-

Figure 17: Conduite d'adduction.

7.2. Conduite de distribution

L'orifice de départ de la conduite de distribution est placée entre 0,15 à 0,20 m au-dessus de radier et à l'opposé de la conduite d'arrivée afin, d'éviter l'introduction de boue ou de sable qui éventuellement pourraient se décanter dans la cuve et faciliter le brassage de l'eau.

L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour empêcher la pénétration de matières en suspension dans l'eau.

Pour éviter la pénétration d'air dans la conduite (phénomène de Vortex) en cas d'abaissement maximal du plan d'eau on réservera un minimum de 0,5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse ou robinet vanne automatique, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

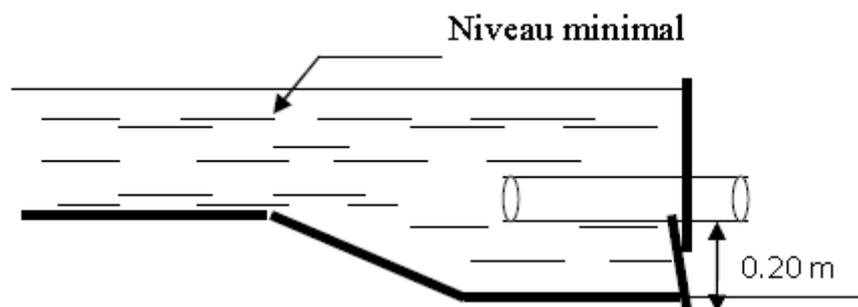


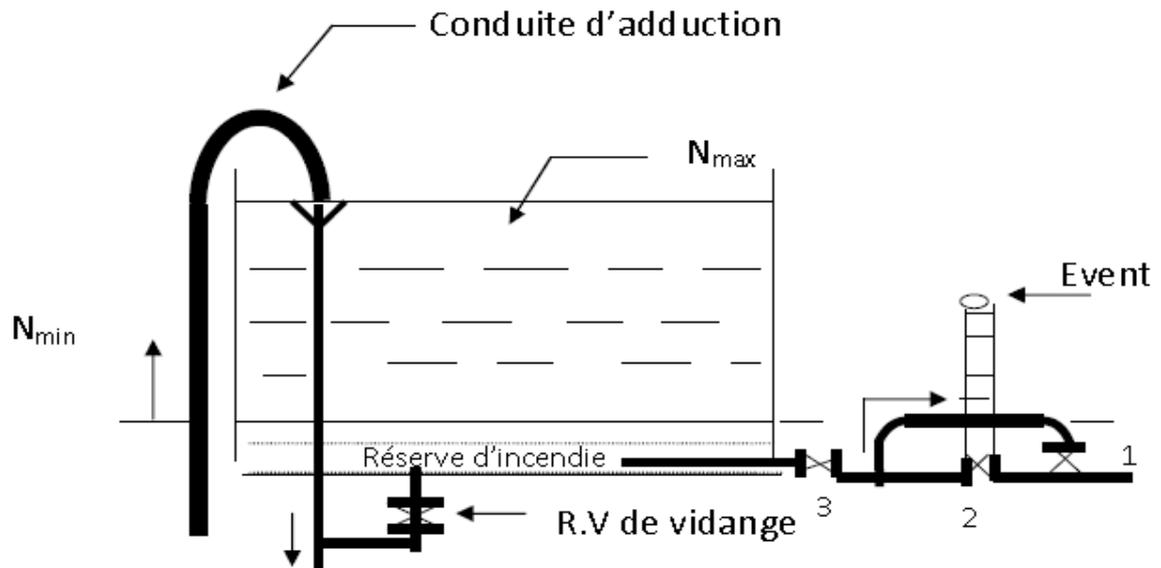
Figure 18: Conduite de distribution.

7.3. Conduite du trop-plein

Elle a pour but d'assurer l'évacuation du débit d'adduction excédentaire. En cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, le trop-plein doit pouvoir évacuer la totalité du débit entrant dans le réservoir, à cet effet, on aménagera un joint hydraulique constitué par un siphon à l'extrémité avale de la conduite.

7.4. Conduite du vidange

C'est la conduite la plus basse dans le réservoir ayant comme fonction la vidange du réservoir en cas de nécessité (nettoyage, réparation).



Conduite de Trop plein

Figure 200 : Conduite de trop plein et conduite de vidange.

7.5. By-pass

Le by-pass est utilisé pour :

- Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente,
- Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service,
- Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

8. Matérialisation de la réserve d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à évent.

8.1. Système à deux prises

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne.

À l'aide d'un té, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

8.2. Système à siphon

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie.

Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de conduite entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorce grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie.

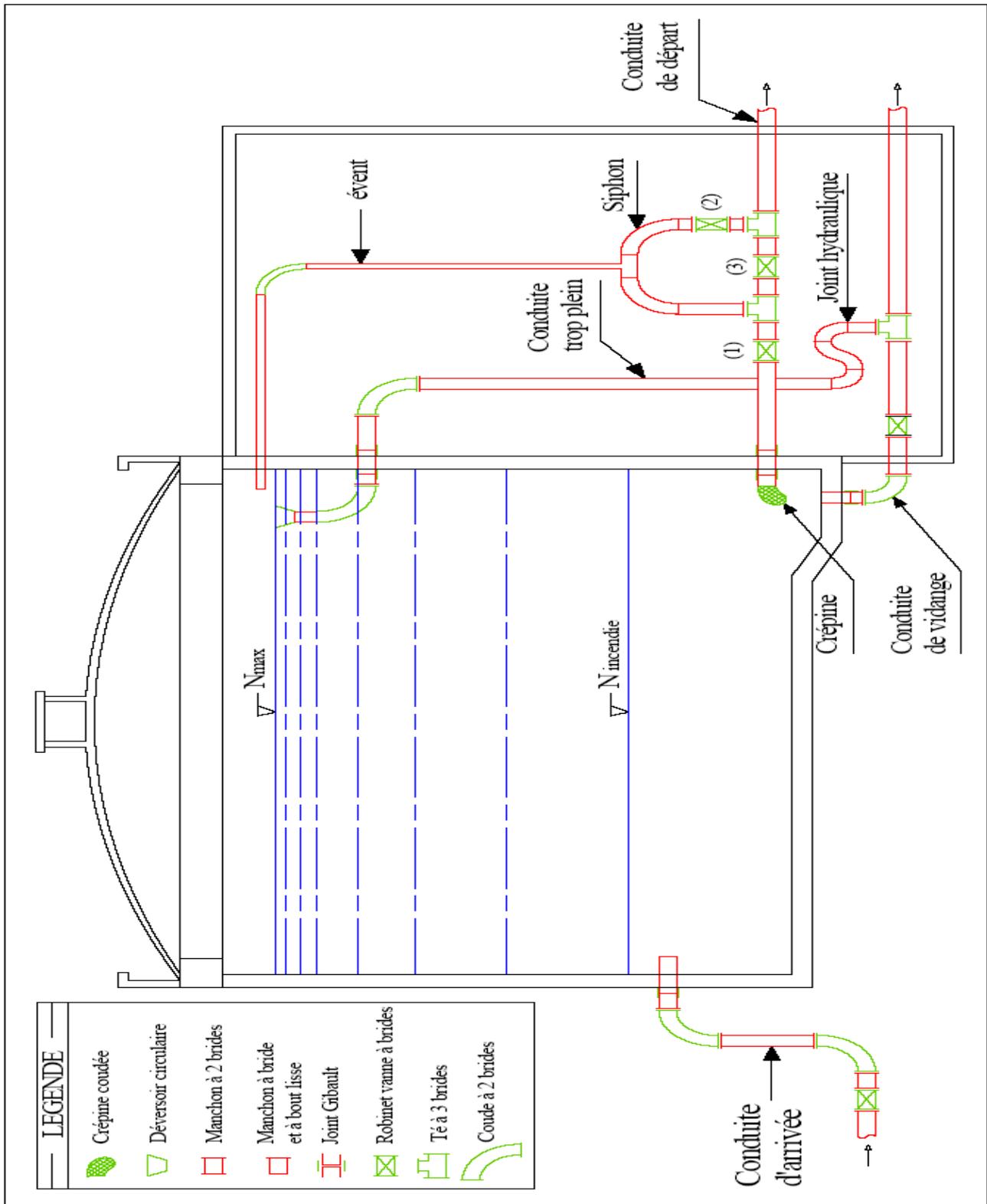


Figure 211 : Schéma d'un réservoir.

9. Implantation des réservoirs :

Le choix de site d'implantation d'un réservoir est généralement effectuée sur la base des considérations techniques et économiques. En effet, l'objectif recherché est de prévoir à réaliser un système d'adduction et de distribution techniquement satisfaisant et peu coûteux. Pour cela on est amené à respecter les conditions suivantes :

- En plaine, ils doivent généralement être au centre de gravité de l'agglomération et surélevés pour que la cote de radier soit supérieure à la cote piézométrique maximale exigée par le réseau de distribution afin d'assurer une alimentation directe par simple gravité ;
- Pour des raisons économiques il est préférable que ce remplissage se fait par gravité, ce qui implique qu'on peut le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau ;
- Afin de réduire les charges, on est amené à réaliser des réservoirs semi enterrés, pour lesquels les frais de terrassement sont moins onéreux et dont la couverture peut être plus légère.

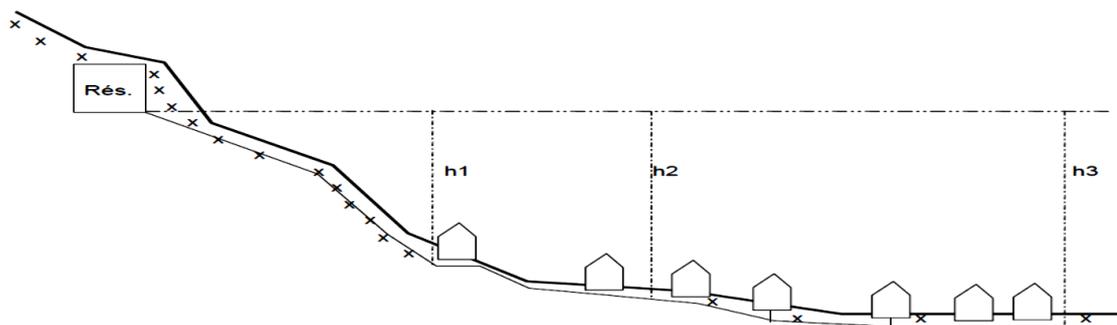


Figure 222 : Emplacement du réservoir en altitude.

10. Entretien des réservoirs :

Les structures des réservoirs doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toute les fissures éventuelles que le phénomène de corrosion sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- Élimination des dépôts sur les parois,
- Examen des parois et réparations éventuelles,
- Désinfection à l'aide des produits chlorés,
- Remise en service.

11. Hygiène et sécurité :

Dans le but de garder la qualité de l'eau, un réservoir d'eau potable doit être parfaitement étanche, aéré, pourvu d'une couverture protégeant l'eau contre les variations de la température et l'introduction de corps étrangers, il doit être également muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.

12. Capacité du réservoir :

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations du débit entrant et sortant, des apports et de la consommation journalière de l'agglomération. Le calcul de la capacité peut se faire comme suite :

La capacité du réservoir est déterminée à partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le résidu pour chaque heure, la valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

La répartition des débits d'apport se fait sur **24 heures** dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur **10 heures** dans le cas d'adduction par refoulement, et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation des pannes éventuelles et d'entretien au niveau de la station de pompage.

Le volume maximal de stockage du réservoir pour la consommation est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = \frac{P\% \times Q_{max.j}}{100}$$

Avec :

- V_{max} : Volume maximal de stockage (m³) ;
- $Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière (m³/j) ;
- $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir (%).

$P\%$ (Égale à la somme de la valeur maximale absolue de déficit et de surplus).

Pour les réservoirs de distribution on ajoute la réserve d'incendie pour leur capacité totale (volume de construction génie civile), cette réserve est égale à 120 l/s.

La capacité de chaque réservoir de notre étude sera déterminé est présentée dans les calculs suivants.

Les calculs des capacités de nos réservoirs d'eau sont présentés par des tableaux suivant La méthode expliquée précédemment (**Voir Annexe N°01**).

Tableau 16: Présentation des capacités des bâches et réservoirs.

| Bâche/Réservoir | Fonctionnement | Capacité calculée (m³) | Capacité normalisée (m³) |
|------------------------|-----------------------|--|--|
| Bâche d'aspiration SP1 | Distribution | 234,74 | 250 |
| Bâche d'aspiration SP2 | Distribution | 40,24 | 50 |
| Réservoir Houadchia | Distribution | 297,79 | 500 |
| Réservoir Talahlou | Distribution | 250,01 | 500 |

13. Conclusion

Dans ce chapitre, une description des réservoirs implantés au long de l'adduction étudié a été présentée en décrivant l'ensemble de leurs fonctions, classification et implantation ainsi que les prescriptions sanitaires et l'entretien exigées pour assurer la bonne qualité des eaux potables emmagasinées.

Ce chapitre nous a permet ainsi d'évaluer et calculer le volume de 02 bâches d'aspiration, 01 d'une capacité de 250 m³/j (SP1) et 01 d'une capacité de 50 m³/j (SP2), ainsi que 02 réservoirs (R1 et R2) de capacité de 500 m³/j pour chacun.

Conclusion générale

Arrivé au terme de notre travail, nous pensons avoir cernés les différentes phases de l'étude qui touche les plans spécifiques à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable des localités Talahlou et Houadchia commune El Mokrani (Wilaya de BOUIRA).

Cette étude a touché le dimensionnement des conduites, les ouvrages de stockage (réservoirs) et les stations de pompage (bâches à eau et équipements hydromécaniques « pompes ») nécessaires pour assurer un transfert d'eau adéquat.

Après l'évaluation des différents besoins en eau à l'horizon actuel et futurs pour un horizon de 30 ans on a estimé un débit total de 402,36 m³/j afin de répondre aux besoins de deux localités étudiées dont la population à l'horizon projeté sera de 2078 habitants.

On a dimensionné les conduites en PEHD de l'adduction à la base du choix du diamètre le plus avantageux en respectant à chaque fois les normes de vitesse qui est de 0.5 à 2 m/s. Ensuite, une vérification du risque d'apparition du phénomène de coup de bélier a été faite afin de protéger le réseau d'adduction contre ce phénomène.

On a vérifié la capacité de chaque réservoir implémenté qui alimente chacun des localités étudiées de la commune d'El Mokrani et on a trouvé que la capacité du réservoir R1 qui alimente la localité de Talahlou est de 500 m³. Et pour la localité de Houadchia la capacité du réservoir R2 est aussi de 500 m³, pour les bâches d'aspirations des deux stations de pompage SP1 et SP2 les capacités sont respectivement 500 et 100 m³.

Pour le choix des pompes, à l'aide de catalogue de la marque italienne « CAPRARI », nous avons opté pour une pompe centrifuges multicellulaires à axe horizontal HMU50-1/5A, plus une autre de secours, pour la station SP1, le phénomène de cavitation a été étudié et la condition de non cavitation a été bien respectée afin d'éviter ses risques.

A la lumière de ce modeste travail, nous souhaitons avoir répondu à l'objectif fixé au départ, espérons que ce mémoire puisse servir de support pour une nouvelle étude.

Références et Bibliographie

- *BET Groupement. (2008). Mémoire général d'APD.*
- *BONVIN.I. (2005). « Hydraulique Urbaine I ». Edition Ecole d'ingénieurs du Canton Vaud.*
- *Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires. (s.d.).*
- *Direction d'urbanisme d'architecture et de construction. (2008). PDAU Bouira*
- *DUPONT. (1979). Hydraulique urbaine, ouvrages de transport, élévation et distribution des eaux Tome 2. Eyrolles , Paris.*
- *DUPONT, A. (1979). « Hydraulique urbaine ». Tome II. Edition EYROLLES.*
- *EDP Sciences. (1995). Cavitation - Mécanismes physiques et aspects industriels . Récupéré sur WIKIWAND.*
- *GODART, H. (2008). Adduction et distribution d'eau. Technique de l'Ingénieur.*
- *HydroClass. (s.d.). Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires. Avenue Camille Cavallier, France.*
- *KASSIANOV, V. (1982). Machines hydrauliques et compresseurs. Moscou Nedra.*
- *Office nationale des statistiques. (2008). Récupéré sur www.ons.com*
- *ONS. (2008). Statistiques nationales. Bouira.*
- *P.PERNES. (2004). Hydraulique unidimensionnelle partie 2. Cemagref, Massy.*
- *Saunier - Associes. (2010). Mémoire général d'APS. Bordj El Kiffan - Alger.*
- *TRONSKOLANSKI. (1977). Turbo-Pompes. Paris.*

ANNEXE I. Calcul de capacité des réservoirs

Tableau 17 : calcul de la capacité de la bache de la station SP1.

| Bâche SP1 | | | | | |
|-----------|------------|------------------|-------------|-------------|---------------------------------|
| Heures | Apport (%) | Consommation (%) | Surplus (%) | Déficit (%) | Apport -Consommation Cumulé (%) |
| 0--1 | 4.16666667 | 10 | 0 | 5.833333333 | 30.83333333 |
| 1--2 | 4.16666667 | 10 | 0 | 5.833333333 | 25 |
| 2--3 | 4.16666667 | 10 | 0 | 5.833333333 | 19.16666667 |
| 3--4 | 4.16666667 | 10 | 0 | 5.833333333 | 13.33333333 |
| 4--5 | 4.16666667 | 10 | 0 | 5.833333333 | 7.5 |
| 5--6 | 4.16666667 | 10 | 0 | 5.833333333 | 1.666666667 |
| 6--7 | 4.16666667 | 10 | 0 | 5.833333333 | -4.166666667 |
| 7--8 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 0 |
| 8--9 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 4.166666667 |
| 9--10 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 8.333333333 |
| 10--11 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 12.5 |
| 11--12 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 16.66666667 |
| 12--13 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 20.83333333 |
| 13--14 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 25 |
| 14--15 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 29.16666667 |
| 15--16 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 33.33333333 |
| 16--17 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 37.5 |
| 17--18 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 41.66666667 |
| 18--19 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 45.83333333 |
| 19--20 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 50 |
| 20--21 | 4.16666667 | 0 | 4.166666667 | 0 | 54.16666667 |
| 21--22 | 4.16666667 | 10 | 0 | 5.833333333 | 48.33333333 |
| 22--23 | 4.16666667 | 10 | 0 | 5.833333333 | 42.5 |
| 23--24 | 4.16666667 | 10 | 0 | 5.833333333 | 36.66666667 |
| Total | 100 | 100 | | | |

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max .j}}{100} = \frac{((|-4,167| + 54,167) \times 402,36)}{100} = 234.736824 \text{ m}^3$$

ANNEXE I. Calcul de capacité des réservoirs

Tableau 18 : calcul de nouveau pourcentage de la bêche SP2.

| Bêche SP2 | | | | | | |
|-----------|-----------|----------|----------|----------|-------------|---------|
| Heure | HOUATCHIA | | TALAHLOU | | % recherché | |
| | % | Débit | % | Débit | % | Débit |
| 0--1 | 1 | 2.3241 | 1 | 1.6995 | 1 | 4.0236 |
| 1--2 | 1 | 2.3241 | 1 | 1.6995 | 1 | 4.0236 |
| 2--3 | 1 | 2.3241 | 1 | 1.6995 | 1 | 4.0236 |
| 3--4 | 1 | 2.3241 | 1 | 1.6995 | 1 | 4.0236 |
| 4--5 | 2 | 4.6482 | 2 | 3.399 | 2 | 8.0472 |
| 5--6 | 3 | 6.9723 | 3 | 5.0985 | 3 | 12.0708 |
| 6--7 | 5 | 11.6205 | 5 | 8.4975 | 5 | 20.118 |
| 7--8 | 6.5 | 15.10665 | 6.5 | 11.04675 | 6.5 | 26.1534 |
| 8--9 | 6.5 | 15.10665 | 6.5 | 11.04675 | 6.5 | 26.1534 |
| 9--10 | 5.5 | 12.78255 | 5.5 | 9.34725 | 5.5 | 22.1298 |
| 10--11 | 4.5 | 10.45845 | 4.5 | 7.64775 | 4.5 | 18.1062 |
| 11--12 | 5.5 | 12.78255 | 5.5 | 9.34725 | 5.5 | 22.1298 |
| 12--13 | 7 | 16.2687 | 7 | 11.8965 | 7 | 28.1652 |
| 13--14 | 7 | 16.2687 | 7 | 11.8965 | 7 | 28.1652 |
| 14--15 | 5.5 | 12.78255 | 5.5 | 9.34725 | 5.5 | 22.1298 |
| 15--16 | 4.5 | 10.45845 | 4.5 | 7.64775 | 4.5 | 18.1062 |
| 16--17 | 5 | 11.6205 | 5 | 8.4975 | 5 | 20.118 |
| 17--18 | 6.5 | 15.10665 | 6.5 | 11.04675 | 6.5 | 26.1534 |
| 18--19 | 6.5 | 15.10665 | 6.5 | 11.04675 | 6.5 | 26.1534 |
| 19--20 | 5 | 11.6205 | 5 | 8.4975 | 5 | 20.118 |
| 20--21 | 4.5 | 10.45845 | 4.5 | 7.64775 | 4.5 | 18.1062 |
| 21--22 | 3 | 6.9723 | 3 | 5.0985 | 3 | 12.0708 |
| 22--23 | 2 | 4.6482 | 2 | 3.399 | 2 | 8.0472 |
| 23--24 | 1 | 2.3241 | 1 | 1.6995 | 1 | 4.0236 |
| Total | 100 | 232.41 | 100 | 169.95 | 100 | 402.36 |

Ce tableau montre la procédure de calcul de nouveau pourcentage de la bêche de la station SP2, cette station alimente deux réservoirs différents au même temps au même temps.

ANNEXE I. Calcul de capacité des réservoirs

Tableau 19 : calcul de la capacité de la bache de la station SP2.

| Bache SP2 | | | | | |
|-----------|------------|------------------|-------------|-------------|---------------------------------|
| Heures | Apport (%) | Consommation (%) | Surplus (%) | Déficit (%) | Apport -Consommation Cumulé (%) |
| 0--1 | 10 | 10 | 0 | 0 | 0 |
| 1--2 | 10 | 10 | 0 | 0 | 0 |
| 2--3 | 10 | 10 | 0 | 0 | 0 |
| 3--4 | 10 | 10 | 0 | 0 | 0 |
| 4--5 | 10 | 10 | 0 | 0 | 0 |
| 5--6 | 10 | 10 | 0 | 0 | 0 |
| 6--7 | 10 | 10 | 0 | 0 | 0 |
| 7--8 | 0 | 10 | 0 | 10 | -10 |
| 8--9 | 0 | 0 | 0 | 0 | -10 |
| 9--10 | 0 | 0 | 0 | 0 | -10 |
| 10--11 | 0 | 0 | 0 | 0 | -10 |
| 11--12 | 0 | 0 | 0 | 0 | -10 |
| 12--13 | 0 | 0 | 0 | 0 | -10 |
| 13--14 | 0 | 0 | 0 | 0 | -10 |
| 14--15 | 0 | 0 | 0 | 0 | -10 |
| 15--16 | 0 | 0 | 0 | 0 | -10 |
| 16--17 | 0 | 0 | 0 | 0 | -10 |
| 17--18 | 0 | 0 | 0 | 0 | -10 |
| 18--19 | 0 | 0 | 0 | 0 | -10 |
| 19--20 | 0 | 0 | 0 | 0 | -10 |
| 20--21 | 0 | 0 | 0 | 0 | -10 |
| 21--22 | 10 | 0 | 10 | 0 | 0 |
| 22--23 | 10 | 10 | 0 | 0 | 0 |
| 23--24 | 10 | 10 | 0 | 0 | 0 |
| Total | 100 | 100 | | | |

$$V_{\max} = \frac{P\% \cdot Q_{\max.j}}{100} = \frac{(|-10|+0) \times 402,36}{100} = 40,236 \text{ m}^3$$

Tableau 20 : calcul de la capacité de Réservoir Houadchia.

| Réservoir Houadchia | | | | | |
|---------------------|------------|------------------|-------------|-------------|---------------------------------|
| Heures | Apport (%) | Consommation (%) | Surplus (%) | Déficit (%) | Apport -Consommation Cumulé (%) |
| 0--1 | 10 | 1 | 9 | 0 | -27 |
| 1--2 | 10 | 1 | 9 | 0 | -18 |
| 2--3 | 10 | 1 | 9 | 0 | -9 |
| 3--4 | 10 | 1 | 9 | 0 | 0 |
| 4--5 | 10 | 2 | 8 | 0 | 8 |
| 5--6 | 10 | 3 | 7 | 0 | 15 |
| 6--7 | 10 | 5 | 5 | 0 | 20 |
| 7--8 | 10 | 6.5 | 3.5 | 0 | 23.5 |
| 8--9 | 0 | 6.5 | 0 | 6.5 | 17 |
| 9--10 | 0 | 5.5 | 0 | 5.5 | 11.5 |
| 10--11 | 0 | 4.5 | 0 | 4.5 | 7 |
| 11--12 | 0 | 5.5 | 0 | 5.5 | 1.5 |
| 12--13 | 0 | 7 | 0 | 7 | -5.5 |
| 13--14 | 0 | 7 | 0 | 7 | -12.5 |
| 14--15 | 0 | 5.5 | 0 | 5.5 | -18 |
| 15--16 | 0 | 4.5 | 0 | 4.5 | -22.5 |
| 16--17 | 0 | 5 | 0 | 5 | -27.5 |
| 17--18 | 0 | 6.5 | 0 | 6.5 | -34 |
| 18--19 | 0 | 6.5 | 0 | 6.5 | -40.5 |
| 19--20 | 0 | 5 | 0 | 5 | -45.5 |
| 20--21 | 0 | 4.5 | 0 | 4.5 | -50 |
| 21--22 | 0 | 3 | 0 | 3 | -53 |
| 22--23 | 10 | 2 | 8 | 0 | -45 |
| 23--24 | 10 | 1 | 9 | 0 | -36 |
| Total | 100 | 100 | | | |

$$V_{\max} = \frac{P\% * Q_{\max.j}}{100} = \frac{((-53|+23,5) \times 402,36)}{100} + 120 = 297,79 \text{ m}^3$$

ANNEXE I. Calcul de capacité des réservoirs

Tableau 21 : calcul de la capacité de Réservoir Talahlou.

| Réservoir Talahlou | | | | | |
|--------------------|------------|------------------|-------------|-------------|---------------------------------|
| Heures | Apport (%) | Consommation (%) | Surplus (%) | Déficit (%) | Apport -Consommation Cumulé (%) |
| 0--1 | 10 | 1 | 9 | 0 | -27 |
| 1--2 | 10 | 1 | 9 | 0 | -18 |
| 2--3 | 10 | 1 | 9 | 0 | -9 |
| 3--4 | 10 | 1 | 9 | 0 | 0 |
| 4--5 | 10 | 2 | 8 | 0 | 8 |
| 5--6 | 10 | 3 | 7 | 0 | 15 |
| 6--7 | 10 | 5 | 5 | 0 | 20 |
| 7--8 | 10 | 6.5 | 3.5 | 0 | 23.5 |
| 8--9 | 0 | 6.5 | 0 | 6.5 | 17 |
| 9--10 | 0 | 5.5 | 0 | 5.5 | 11.5 |
| 10--11 | 0 | 4.5 | 0 | 4.5 | 7 |
| 11--12 | 0 | 5.5 | 0 | 5.5 | 1.5 |
| 12--13 | 0 | 7 | 0 | 7 | -5.5 |
| 13--14 | 0 | 7 | 0 | 7 | -12.5 |
| 14--15 | 0 | 5.5 | 0 | 5.5 | -18 |
| 15--16 | 0 | 4.5 | 0 | 4.5 | -22.5 |
| 16--17 | 0 | 5 | 0 | 5 | -27.5 |
| 17--18 | 0 | 6.5 | 0 | 6.5 | -34 |
| 18--19 | 0 | 6.5 | 0 | 6.5 | -40.5 |
| 19--20 | 0 | 5 | 0 | 5 | -45.5 |
| 20--21 | 0 | 4.5 | 0 | 4.5 | -50 |
| 21--22 | 0 | 3 | 0 | 3 | -53 |
| 22--23 | 10 | 2 | 8 | 0 | -45 |
| 23--24 | 10 | 1 | 9 | 0 | -36 |
| Total | 100 | 100 | | | |

$$V_{\max} = \frac{P\% \cdot Q_{\max .j}}{100} = \frac{((-53|+23,5) \times 181,8)}{100} + 120 = 250,01 \text{ m}^3$$

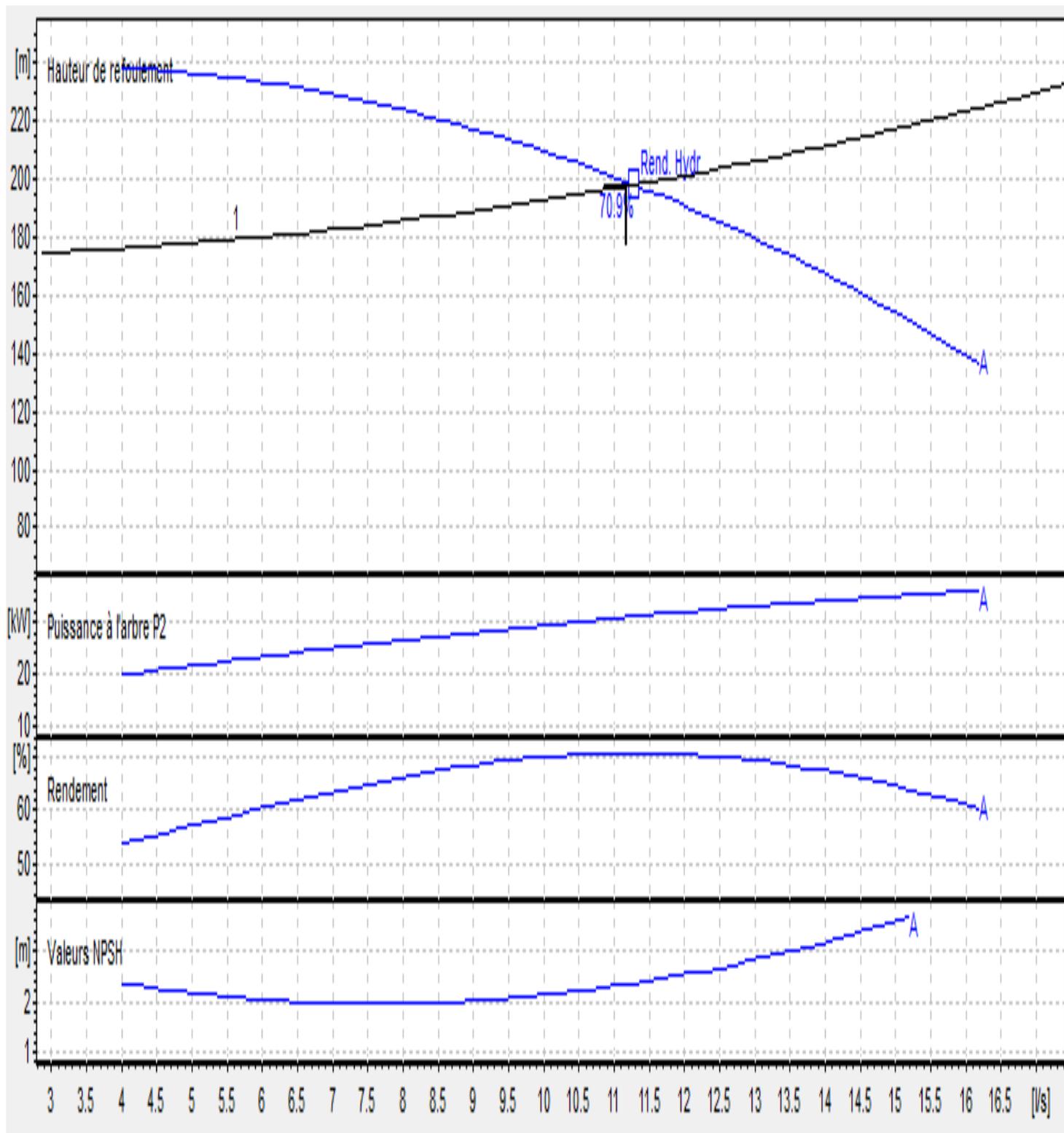


Figure 23 : Point de fonctionnement et courbes caractéristiques de la pompe de la station SP1.

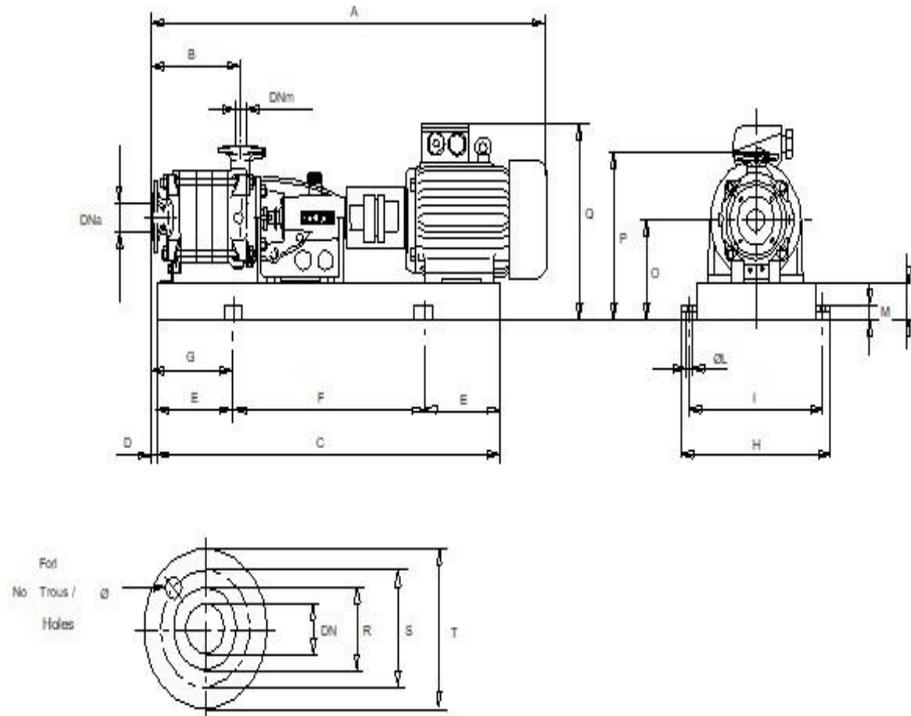


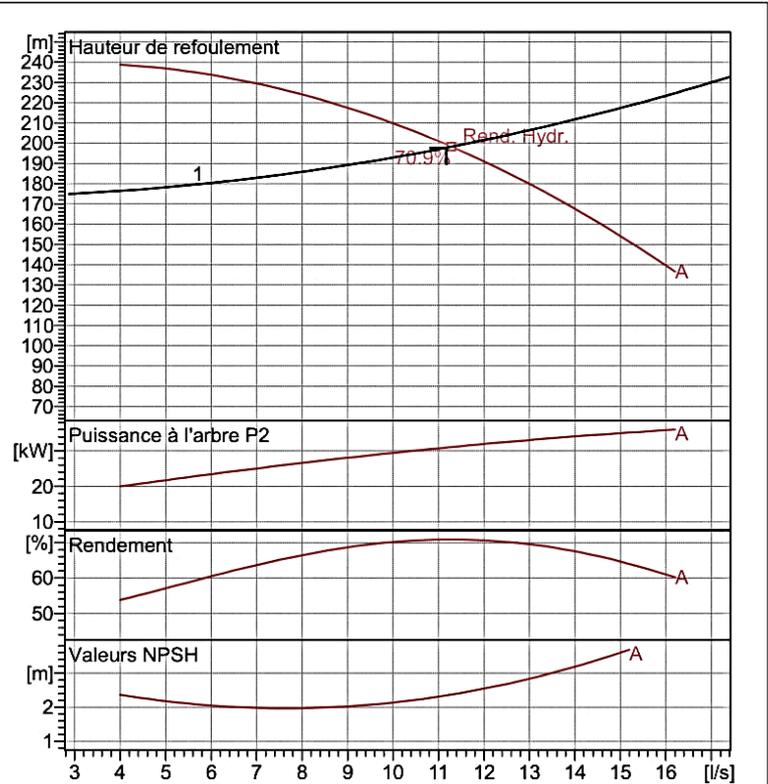
Figure 24 : Schéma des dimensions de la pompe de la station SP1.

| | | |
|-----------------|----------------|----------------|
| A = 1674 | G = 271 | O = 300 |
| B = 400 | H = 530 | P = 500 |
| C = 1482 | I = 480 | Q = 594 |
| D = 21 | L = 20 | |
| E = 250 | M = 42 | |
| F = 982 | N = 100 | |

Figure 25 : Dimensions de la pompe de la station SP1 en mm.

| | |
|-------------------------------------|-----------------------|
| HMU50-1/ 5A | |
| Caractéristiques requises | |
| Débit | 11.2 l/s |
| Hauteur de refoulement | 198 m |
| Fluide | Eau potable |
| Température | 290 K |
| Type d'installation | Pompe seule |
| N.be de pompes | 1 |
| Caractéristiques de la pompe | |
| Débit | 11.3 l/s |
| Hauteur de refoulement | 198 m |
| Puissance absorbée | 31.1 kW |
| Rendement | 70.9% |
| Hauteur manométrique H(Q=0) | 235 m |
| Orif. de refoulement | 50 mm |
| Caractéristiques moteur | |
| Fréquence | 50 Hz |
| Tension nominale | 400 V |
| Vitesse nominale | 2950 1/min |
| Nombre de pôles | 2 |
| Puissance nominale P2 | 37 kW |
| Courant nominal | - A |
| Type de moteur | 3~ |
| Classe d'isolation | F |
| Degré de protection | IP 55 |
| Limites opérationnelles | |
| Démarrages / h max. | 5 |
| Température maxi. du liquide pompé | 363 K |
| Teneur maximum en matières solides | 40 g/m ³ |
| Densité max. | 998 kg/m ³ |
| Viscosité maxi. | 1 mm ² /s |
| Caractéristiques générales | |
| Poids | 469 kg |

| | |
|---------------------|-------------------|
| Matériaux | |
| Corps de pompe | Fonte |
| Corps d'aspiration | Fonte |
| Chaise -palier | Fonte |
| Roue | Alliage de cuivre |
| Corps d'étage | Fonte |
| Chemise | Fonte |
| Arbre | Acier inox |
| Douille arbre | Acier inox |
| Roulements a billes | Acier |
| Presse-Etoupe | Fonte |
| Etoupe | Tresse graphitée |

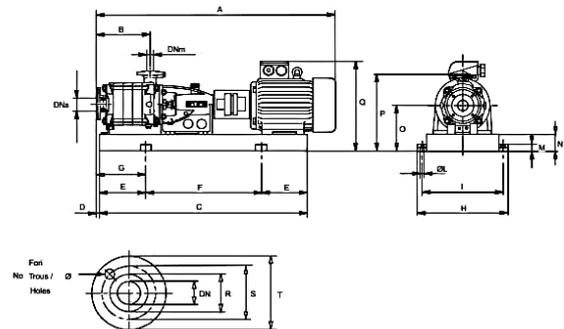


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

| Q [l/s] | H [m] | P [kW] | Rend. [%] | NPSH [m] |
|---------|-------|--------|-----------|----------|
| | | | | |

Dimensions mm

- A = 1674
- B = 400
- C = 1482
- D = 21
- E = 250
- F = 982
- G = 271
- H = 530
- I = 480
- L = 20
- M = 42
- N = 100
- O = 300
- P = 500
- Q = 594



Notes:

| | | | |
|---------------------------|------------------|----------|--------|
| Date 07.10.2020 | Page 1 | Offre n° | Pos.N° |
|---------------------------|------------------|----------|--------|