



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**ADDUCTION EN EAU POTABLE DE LA ZONE
DES SCIENCES EXTENSION BOUNOURA ET EL ATTEUF
DE LA WILAYA GHARDAÏA.**

**Présenté par :
LABED Ali**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	MCA	Président
BELLABAS Salima	MAA	Membre
NACER Tarek	MCB	Membre
KAHLERRAS Malika	MCB	Promotrice

Remerciment

Je tiens à remercier et rendre grâce à DIEU le tout-puissant de m'avoir donné le courage et la volonté de terminer ce modeste travail.

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

Mes chers parents, mes frères et mes sœurs pour les encouragements qu'ils m'ont manifestés tout au long de mon parcours.

J'adresse également mes sincères remerciements à :
Ma promotrice M^{me} M.KAHLRES pour son encadrement et ses orientations judicieuses qui m'ont été infiniment utiles.

Mes remerciements vont également à :
Mr AMMARI qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.
Aux membres de jury :
Mme BELLABAS
Mr NACER
qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

Et à mes enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation
D'ingénieur d'Etat en Hydraulique.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance
à Ma mère pour tous ses sacrifices et leur soutien moral et matériel
dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Et également à Mes frères, Mes sœurs, Mes amies
et à tous ceux qui me sont chers.

م ص خ د

يهدف مشروعنا إلى إمداد بلدية النوميترات (متليلي الجديدة) بمياه الشرب من خزان ولاية غارداية. يندرج هذا المشروع في إطار المشاريع الكبرى التي أقرتها الدولة الجزائرية لتنمية الموارد المائية وإمداد السكان، خاصة وأن المنطقة المعنية تعاني من نقص في مياه الشرب، بسبب الانفجار السكاني وتحسن المستوى المعيشي... تتكون هذه الدراسة من تصميم منظومة الإمداد والتزويد بمياه الشرب بما في ذلك الخزانات ومحطات الضخ، ووضع جهاز لحماية الأنابيب من ظاهرة عابرة تعرف بالمطرقة المائية، ووضع منهجية لتنفيذ المشروع والموارد المستخدمة لتنفيذه.

Résumé

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable de la commune de NOUMERAT (nouvelle METLILI) à partir d'un réservoir dont la Wilaya de GHARDAIA.

Ce projet rentre dans le cadre des grands projets consentis par l'état Algérien pour valoriser la ressource hydrique et approvisionner les populations surtout que la région concernée recense un manque d'eau potable, et ce en raison de l'explosion démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

Cette étude consiste à dimensionner le système d'adduction y compris les réservoirs et les stations de pompage, mettre un dispositif de protection des conduites contre un phénomène transitoire dit : coup de bélier et établir une méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour son exécution.

Abstract

The purpose of our project is to supply the municipality of EL NOUMERAT (new METLILI) with drinking water from a water tank of Wilaya of GHARDAIA.

This area suffers from the drinking water shortage due to the important demographic explosion as well as to the development of the living standards.

This project comes within the framework of major projects initiated by the Algerian state in order to protect the water resources, this study consists on dimensioning the adduction system (including the storage tanks, and the pumping station), protect our water pipeline against the water hammer and implement an action plan for the execution of the project

SOMMAIRE :

Introduction générale	2
Chapitre I : Présentation de la région d'étude	
Introduction	4
I.1. Situation géologique	5
I.2. Situation topographique	6
I.3. Situation hydrologique	7
I.4. Situation hydraulique	8
I.5. Etude de températures	9
I.6. Vent	10
I.7. Contexte socio- économique	11
I.8. Assainissements	12
Conclusion	12
Chapitre II : Estimation des besoins en eau	
Introduction	16
II.1. Evaluation de la population	16
II.2. Catégories des besoins en eau potable	18
II.3. Estimation des besoins	18
II.4. Différents types des besoins	19
II.5. Estimation des besoins futurs en eau en tenant compte les pertes	25
II.6. Etude des variations des débits	25
II.7. Détermination des débits journaliers	28
II.8. Variation de la consommation horaire	29
Conclusion	29
Chapitre III : Ressource et qualité de l'eau	
Introduction	31
III.1. Ressources en eau existante	31
III.2. Ressource en eau mobilisée	31
III.3. Caractéristiques des forages	32
III.4. Qualité de l'eau	32
Conclusion	35

Chapitre IV : Etude des réservoirs

Introduction	37
IV.1. Rôles des réservoirs	37
IV.2. Classification des réservoirs	38
IV.3. Emplacement des réservoirs	38
IV.4. Choix du réservoir	38
IV.5. Equipements du réservoir	39
IV.6. Détermination du volume des réservoirs d'alimentation	45
IV.7. Dimensionnement du réservoir	46
IV.8. Entretien du réservoir	50
IV.9. Hygiène et sécurité	51
Conclusion	51

Chapitre V : Etude de l'adduction

Introduction	53
V.1. Types d'adduction	53
V.2. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction	53
V.3. Choix de la trace	54
V.4. Choix des matériaux de canalisation	55
V.5. Comportement d'une conduite	57
V.6. Schéma d'aménagement étudié	58
V.7. Choix de la variante du tracé d'adduction	61
V.8. Dimensionnement de l'adduction	68
Conclusion	94

Chapitre VI : Etude de pompage

Introduction	96
VI.1. Définition	96
VI.2. Type de pompe	96
VI.3. Disposition et installation d'une pompe centrifuge	97
VI.4. Choix du type de la pompe	99
VI.5. Choix du nombre de pompe	99
VI.6. Choix de l'emplacement de la station de pompage	99
VI.7. Couplage des pompes	100

VI.8. Courbes caractéristiques des pompes.....	100
VI.9. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement	100
VI.10. Point de fonctionnement des pompes.....	101
VI.11. Modes de réglage.....	102
VI.12. Cavitation.....	104
VI.13. Moteur d'entraînement.....	105
VI.14. Application à l'adduction de la nouvelle ville Noumérat.....	105
VI.15. Equipement hydraulique en amont et en aval de la pompe.....	114
VI.16. Etude de la cavitation.....	116
VI.17. Calage de la pompe.....	118
VI.18. Choix du moteur électrique.....	119
VI.19. Bâtiment de la station de pompage.....	120
Conclusion.....	124

Chapitre VII : Protection des conduites contre les phénomènes transitoires

Introduction	126
VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier	126
VII.2. Description des phénomènes physiques.....	127
VII.3. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier.....	129
VII.4. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	132
VII.5. Calcul réservoirs d'air.....	134
VII.6. Dimensionnement des réservoirs d'air.....	134
VII.7. Installation du réservoir d'air.....	136
Conclusion.....	137

Chapitre VIII : Organisation de chantieret pose de canalisation

Introduction	139
VIII.1. Différents travaux à entreprendre.....	139
VIII.2. Pose de canalisation	140
VIII.3. Les actions reçues par les conduites.....	141
VIII.4. Accessoires	144
VIII.5. Calcul des volumes des travaux.....	152
VIII.6. Calcul des couts des travaux.....	158

VIII.7. Les engins.....	159
VIII.8. Planification des travaux.....	162
VIII.9. Protection et sécurité du travail.....	165
Conclusion.....	169
Références bibliographiques.....	170
Annexe.....	171

Liste des tableaux :

Tableau I.1 : Précipitations moyennes mensuelles en mm période 2012-2021	8
Tableau I.2 : Températures moyennes mensuelles de la région d'étude 2012-2021	9
Tableau I.3 : Vitesse du vent moyen mensuel de la région d'étude 2012-2021	4
Tableau II.1 : l'évolution de la population à différents horizons considérés	17
Tableau II.2 : Besoins domestiques pour l'année 2050	20
Tableau II.3 : Besoins scolaires.....	13
Tableau II.4 : Estimation de la consommation domestique de la ville de Noumérat.....	14
Tableau II.5 : Estimation de la consommation domestique de la ville de Metlili.....	14
Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	14
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	15
Tableau II.8 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	15
Tableau II.9 : Tableau récapitulatif des besoins rituels religieux	16
Tableau II.10 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels... ..	16
Tableau II.11 : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux... ..	16
Tableau II.12 : Tableau récapitulatif des besoins du bétail... ..	17
Tableau II.13 : Tableau récapitulatif des différentes consommations.....	17
Tableau II.14 : Tableau récapitulatif des consommations journalières.....	19
Tableau II.15 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants	19
Tableau II.16 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants	20
Tableau II.17 : Tableau récapitulatif des résultats des coefficients d'irrégularité	20
Tableau II.18: Les calculs des consommations maximales, minimales et horaires pour l'ensemble des agglomérations à 2050	20
Tableau II.20 : la variation des débits horaires de l'agglomération de Metlili pour l'horizon 2050.....	21
Tableau II.21 : la variation des débits horaires de l'agglomération de Noumérat pour l'horizon 2050.....	23
Tableau II.22 : Le débit qui est débité par les forages	25
Tableau II.22 : Les besoins en eau des agglomérations étudiées	25
Tableau III.1 : Estimation du volume résiduel de la réservoir tampon... ..	28
Tableau III.2 : Dimensions du réservoir tampon.....	30
Tableau IV.1: Coefficients K' , m , \square pour différents types du tuyau.....	42

Tableau IV.2 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction	46
Tableau IV .3 : Les altitudes des différents points de l'adduction	46
Tableau IV.4 : frais d'investissement des conduites gravitaires	47
Tableau IV.5 : Variation des HMT en fonction du diamètre	49
Tableau IV.6: Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre	49
Tableau IV.7: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	49
Tableau IV.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	49
Tableau IV.9 : frais d'investissement des conduites gravitaires	50
Tableau IV.10: Variation des HMT en fonction du diamètre	51
Tableau IV.11 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre ...	51
Tableau IV.13 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	52
Tableau IV.14: Variation des HMT en fonction du diamètre	53
Tableau IV.15 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre ...	53
Tableau IV.17 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	54
Tableau IV.18 : Variation des HMT en fonction du diamètre	55
Tableau IV.19 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre...	55
Tableau IV.20 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	56
Tableau IV.21 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	56
Tableau IV.22 : Les vitesses en fonction des diamètres.....	57
Tableau IV.23 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	57
Tableau IV.24 : Les vitesses en fonction des diamètres.....	58
Tableau IV.25 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	58
Tableau IV.26 : Les vitesses en fonction des diamètres.....	59
Tableau IV.27 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	60
Tableau IV.28 : Bilan total des frais d'Investissement et d'exploitation d'adduction... ..	60
Tableau V.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	62
Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	64
Tableau V.3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	66
Tableau V.4: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre	68
Tableau V.5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1)	71
Tableau V.6 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2)	72
Tableau V.7 : la hauteur d'aspiration admissible	73
Tableau V.8: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température	74
Tableau V.9: La hauteur d'aspiration admissible des pompes de chaque station de pompage	
Tableau V.10: Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	76
Tableau V.11 : la puissance de moteur de chaque type de pompe.....	77
Tableau V.12: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage	78
Tableau VI.1 : La célérité d'onde et le temps de retour de l'onde de déformation des différents	
Tableau VI.2: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement... ..	80
Tableau VI.3: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.	81

Tableau VI.4: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement	
Tableau VII.1: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage.....	92
Tableau VII.2: Volumes de travaux d'une seule station de pompage.....	93
Tableau VII.3: Calcul du volume des déblais	94
Tableau VII.4: Calcul du volume du lit de sable.....	95
Tableau VII.5 : Calcul du volume de la conduite	96
Tableau VII.6 : Volumes des travaux de transfert	97
Tableau VII.7: Coût des travaux d'une seule station de pompage.....	97
Tableau VII.8: Coût des travaux de l'adduction	97
Tableau VII.9: Bilan des coûts	97

Listes des figures :

Figure I.1 : Localisation de la région d'étude dans la wilaya de Ghardaïa.....	4
Figure I.2 : Carte géologique de la région d'étude.....	5
Figure I.3: Carte topographique de la région d'étude	6
Figure I.4 : Situation hydrologique de la région d'étude... ..	7
Figure I.5 : Précipitations moyennes mensuelles (2012-2021).....	8
Figure I.6 :Températures mensuelle moyenne (2012-2021)	9
Figure I.7 : Cartographie de la direction des vents dominants	10
Figure II.1: Evolution de la population pour les différents horizons	17
Figure II.2 : Variation de coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	27
Figure II.5: La courbe de la consommation totale	24
Figure III.1 : Conduite d'arrivée	31
Figure III.2 : conduite d'Arrivée par-dessous	32
Figure III.3 : Conduite de départ	32
Figure III.1: Conduite de vidange et de trop plein	33
Figure III.5: Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré	36
Figure III.6: Traversée des conduites	37
Figure III.7: Traversée des conduites... ..	37
Figure IV.1 : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite).....	40
Figure IV.2 : Problème d'écrêtement (implosion de la conduite).....	41
Figure IV.3 : Schématisation de système d'adduction.....	45
Figure IV.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	50
Figure IV.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	52
Figure IV.6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	54
Figure IV.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation... ..	56
Figure V.1 : La fiche technique des pompes de SP1	63
Figure V.2 : La fiche technique des pompes de SP2.....	65
Figure V.3 : Point de fonctionnement des pompes de SP1	71
Figure V.4 : Point de fonctionnement des pompes de SP2	72
Figure V.5 : Equipement hydraulique en amont et en aval de la pompe... ..	78
Figure VI.2 : Schéma d'installation du réservoir d'air.....	89
Figure VII.1 : Structure simplifié d'une tranchée	94
Figure VII.2 : Pelle hydraulique.....	98
Figure VII.3 : Bulldozer	99
Figure VII.4 : Chargeur	99
Figure VII.5 : Compacteur	100
Figure VII.6 : Profondeur de tranchée	102
Figure VII.7 : Schéma explicatif des différents types des butées	104
Figure VII.8 : Robinets vanne à opercule	105

Figure VII.9 : Robinets vanne papillon	105
Figure VII.10 : Clapet à double battant	105
Figure VII.11 : Clapet à simple battant	106
Figure VII.12 : Les différents types de ventouses.....	106
Figure VI.13 : Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE).....	107
Figure VII.14 : Les différents types des débitmètres	110
Figure VII.15 : Manomètre (d'après document BAMO)	111

Listes des planches :

Planche I : Plan de situation de la nouvelle ville Noumérat.

Planche II : Réseau d'adduction.

Planche III : Profil en long d'adduction F1-R1, F2-R2.

Planche IV : Les équipements de réservoir 1500m³.

Planche V : Les accessoires d'une adduction.

Introduction générale

Introduction générale

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des algériens, c'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude qui consiste à l'étude de l'alimentation en eau potable de la commune EL NOUMERAT wilaya de GHARDAIA à partir de deux (02) réservoirs à créer ($2 \times 1500 \text{ m}^3$) pour répondre confortablement à la demande à notre horizon de calcul 2050.

Notre étude comporte sept chapitres qui peuvent être répartis sur trois parties principales.

La première partie peut contenir les deux chapitres suivants :

-Une présentation globale du site : avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases, la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre d'habitants.

-Estimation des besoins en eau : dans ce chapitre, nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire la demande. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.

La deuxième partie : l'étude vise ici, à définir l'ensemble des ouvrages et équipements pour assurer un approvisionnement en eau optimal de notre zone citée si avant.

Elle englobe les trois chapitres suivants :

- Les réservoirs : ces ouvrages de stockage seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers. Leur dimensionnement peut se faire par deux méthodes (analytique et graphique).
- L'adduction : dans ce chapitre on étudiera, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduites en déterminant leurs diamètres économiques.
- Pompes et stations de pompage : l'accent est porté sur les équipements que comportera une station de pompage, le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement.

Et on terminera ce chapitre par l'étude de la cavitation.

La troisième partie sera consacrée pour les protections nécessaires pour l'adduction, à savoir :

- Le coup de bélier : dont on étudiera, les causes qui peuvent créer ce phénomène : les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans les conduites.
- Organisation de chantier, protection et sécurité de travail.

Chapitre I

Présentation de la région d'étude

Introduction

Le projet faisant l'objet de notre étude consiste au calcul d'une partie du réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville Noumérat, située dans la wilaya de Ghardaïa. Ainsi, pour les besoins de cette étude, nous consacrons ce premier chapitre à la présentation de la région d'un point de vue géographique, géologique, topographique, climatique, géotechnique, socio-économique et enfin hydraulique.

La Nouvelle ville Noumérat est située au nord de la wilaya de Ghardaïa et à une distance de 20 km au sud de la localisation centrale de la wilaya.

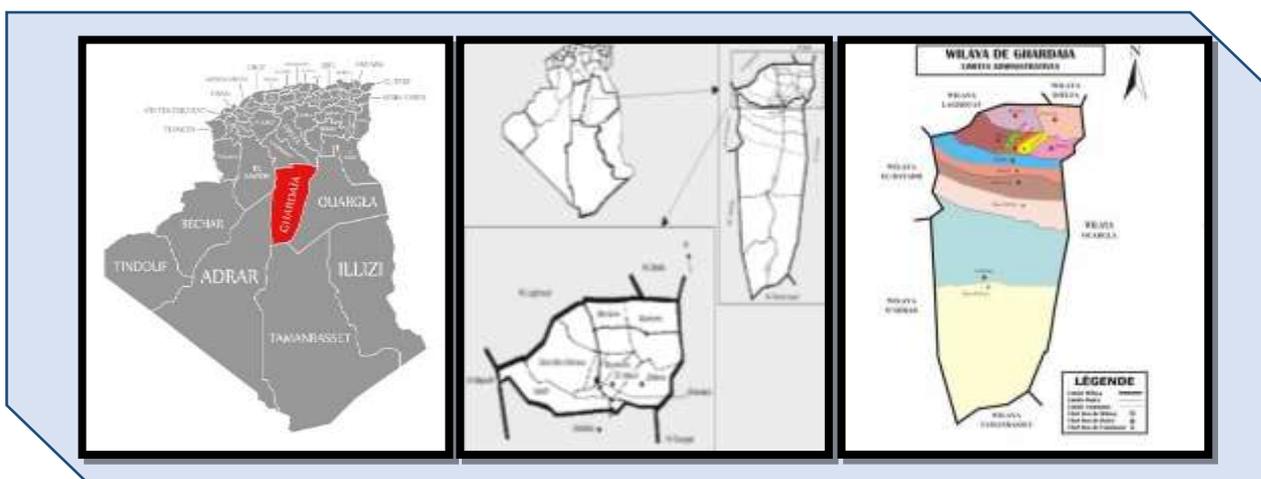
Elle couvre une superficie de 7300 Km² de 24 711 Km² la superficie totale de la wilaya.

Elle est repérée par les coordonnées suivantes :

- L'altitude 32° 16' nord.
- La longitude 3° 38' Est.

Elle est limitée :

- Au Nord par : la wilaya de Laghouat (200Km).
- Au Nord - Ouest par : la wilaya de Djelfa (305Km).
- Au sud par : la wilaya d'El Menia (307Km) et Tamanrasset (1470Km).
- Au Sud - Ouest par : la wilaya d'Adrar (400Km).
- A l'est par : la wilaya de Ouargla (200Km).
- A l'ouest par : la wilaya d'El Bayadh (350 Km).



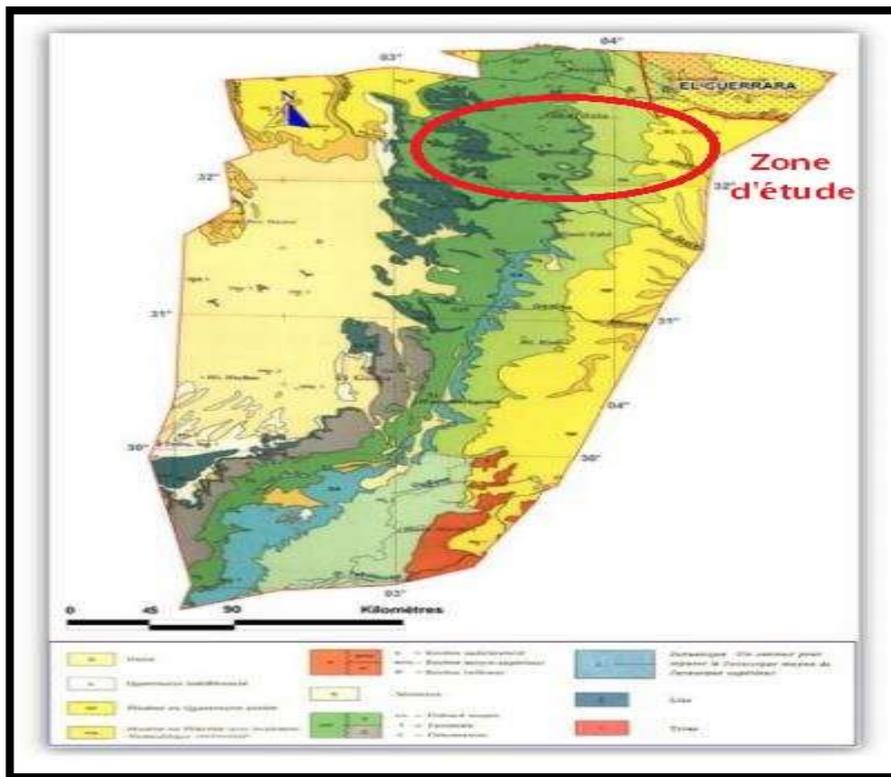
Source : www.docplayer.fr

Figure 1.1 : Localisation de la région d'étude dans la wilaya de Ghardaïa.

I.1. Situation géologique

Le site de Noumérat comme on l'appelle déjà la Nouvelle Métlili, qui à son tour se situe au niveau des limites géographiques de la commune de Métlili aussi est un plateau rocheux tabulaire limité par des falaises. Il est d'origine sédimentaire, le plus souvent calcaire.

En général la surface montre de la roche nue, lissée par l'érosion éolienne.



Source AGC

Figure 1.2 : Carte géologique de la région d'étude.

AGC :Africain Geosystem company

<https://www.agc-dz.com/en/>

I.2. Situation topographique

Le relief de la phase d'étude est nivelé, fortement érodé, formant un complexe de monticules, de cuvettes et d'îlots d'érosion plus en relief du plateau (figure 1.3).

Le passage du plateau à la vallée de Noumerat est brusque. Le site objet de l'étude constitue une partie de ce plateau, formé par des couches subhorizontales et montrant des petits escarpements séparés par des anciens cours d'eaux comblés par les produits d'altération.

Des modifications ont été apportées à la topographie naturelle du site, par l'exploitation des carrières qui apparaissent sous forme de dépôts de gravas, des décapages de déblais meubles étroits.

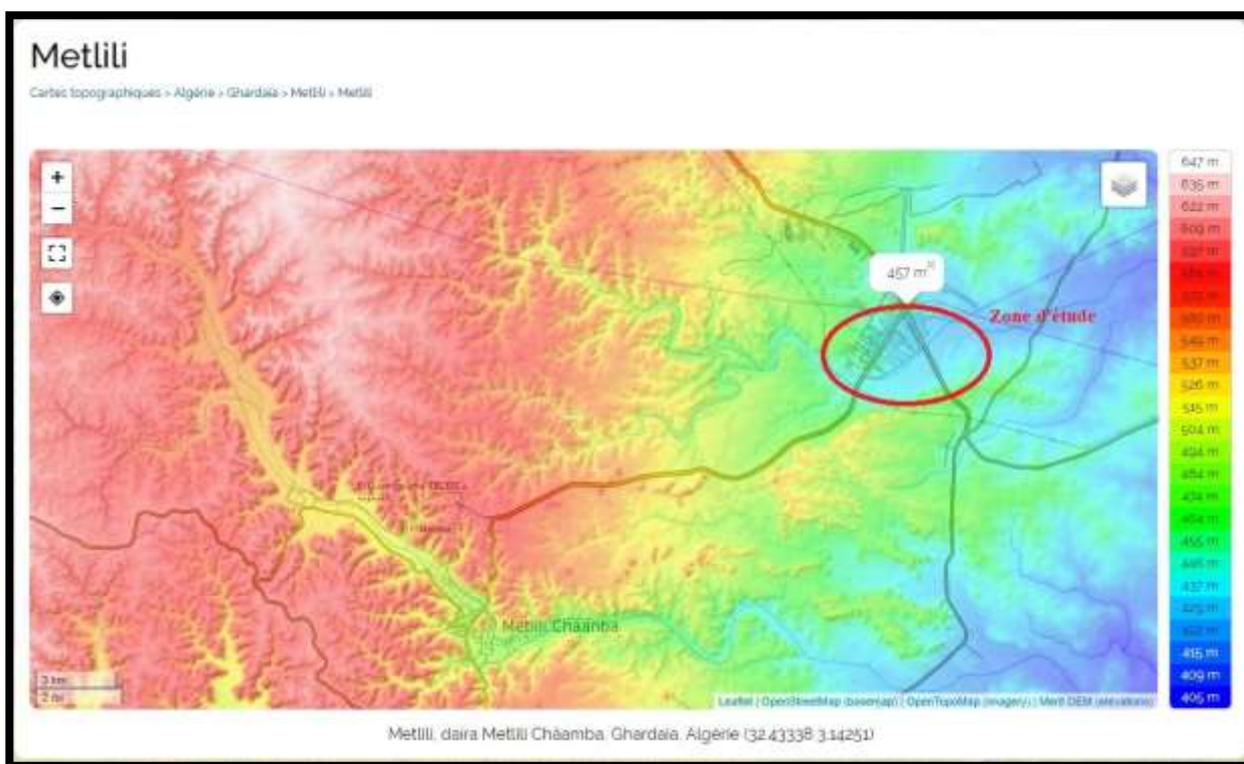
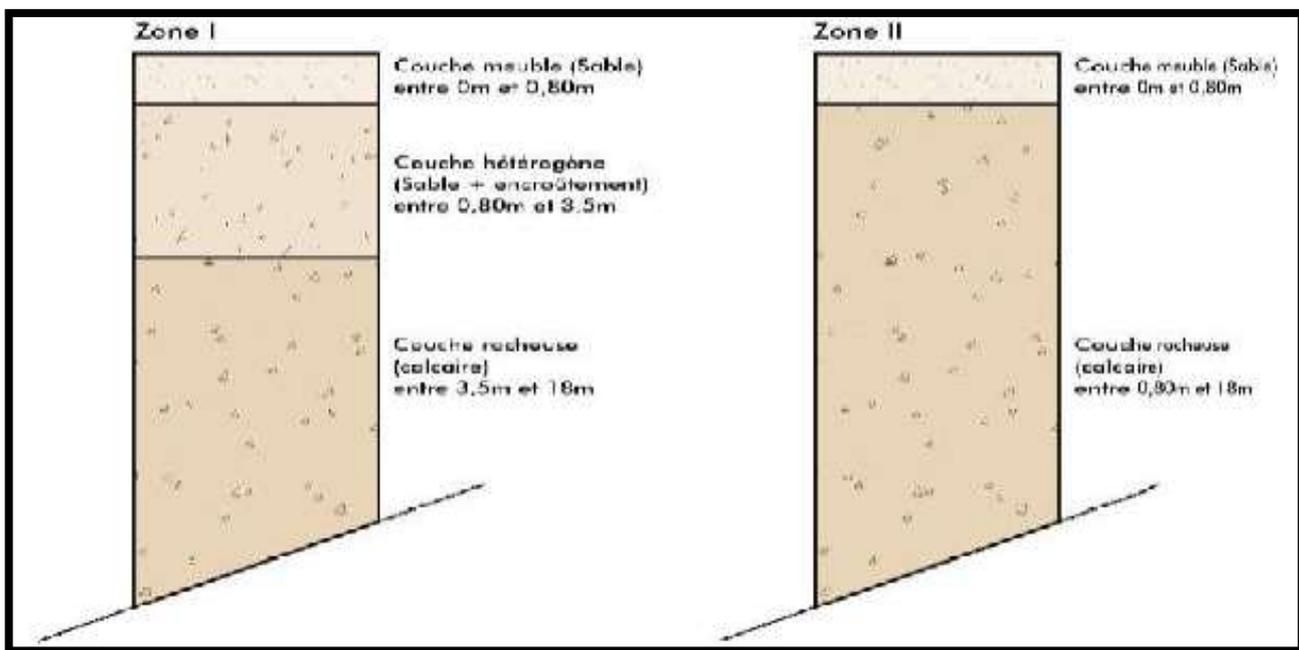


Figure 1.3 : Carte topographique de la région d'étude.

I.3. Situation hydrologique.

Nous distinguons deux phases avec des caractéristiques particulières (figure 1.4 et 1.5) :

- **La première phase** possède entre la couche meuble et une couche rocheuse, une couche hétérogène composée de sable,
- **La seconde phase** : ne possède qu'une couche meuble et une couche rocheuse.



Source : <https://www.researchgate.net>

Figure 1.4 : Situation hydrologique de la région d'étude.

Tableau 1.1 : Précipitations moyennes mensuelles en mm période 2012-2021.

mois	septembre	octobre	novembre	décembre	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août
précipitations (mm)	13,71	9,81	11,86	9,85	1,52	3,16	3,30	9,42	25,91	10,55	55,07	4,23

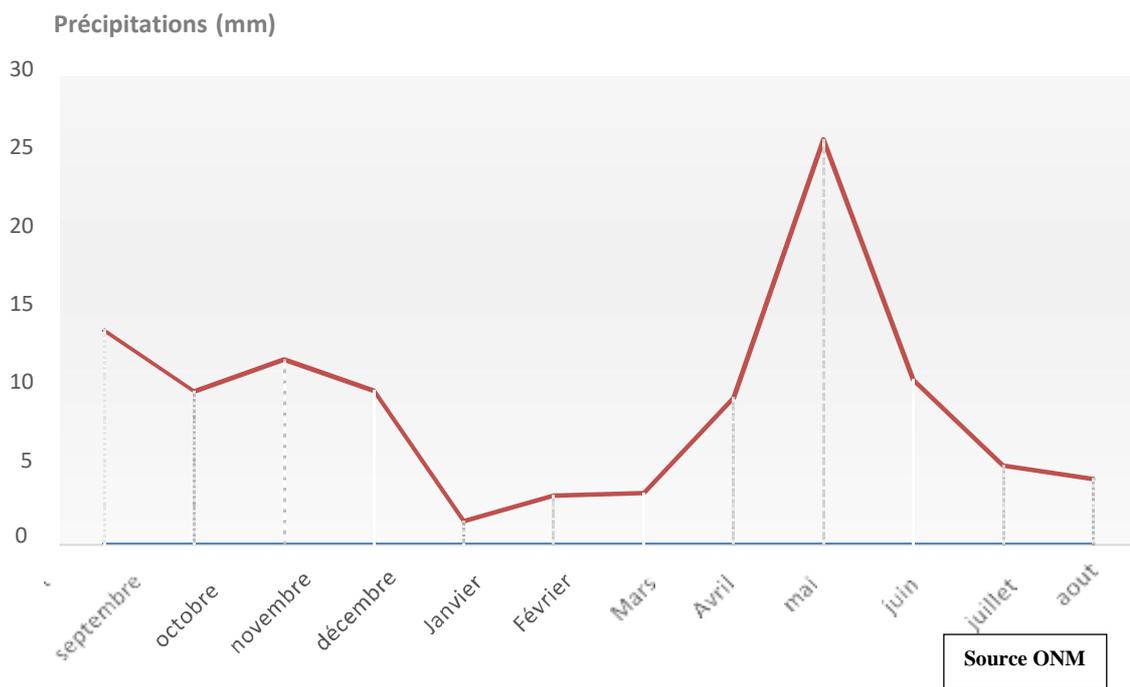


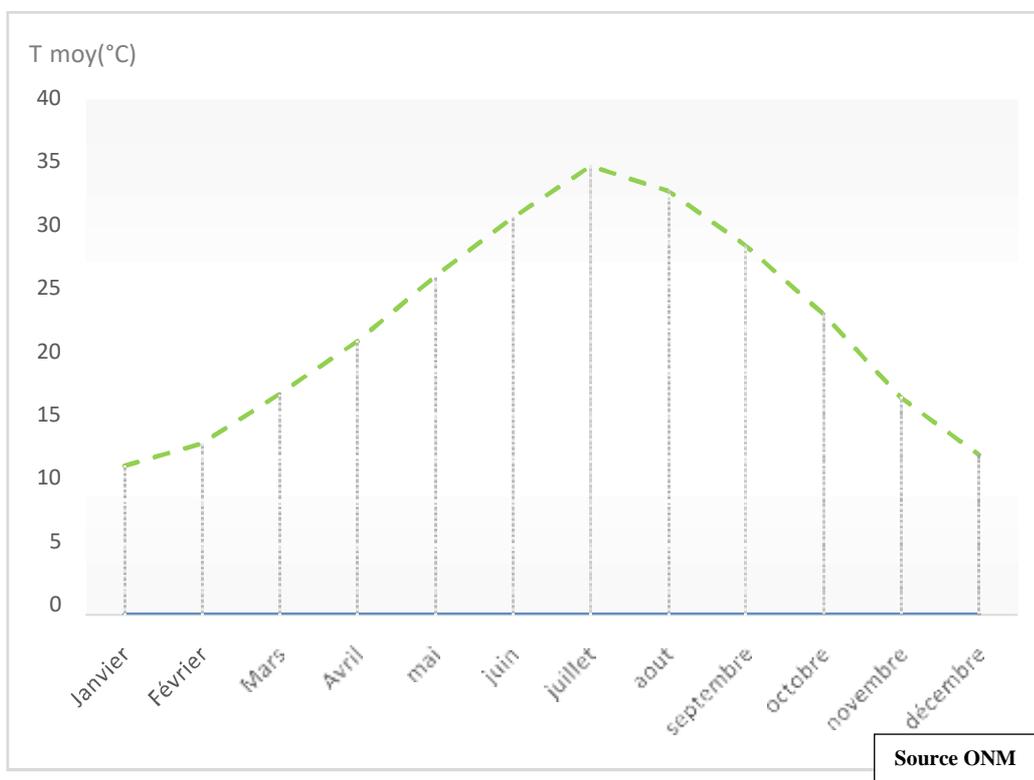
Figure 1.5 : Précipitations moyennes mensuelles (2012-2021).

ONM :Office National de la Météorologie

I.4. Étude de températures

Tableau 1.2 : Températures moyennes mensuelles de la région d'étude 2012-2021.

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Tmin (°c)	5,1	7,30	9,67	14,12	19,43	22,91	27,19	26,76	21,22	16,51	11,14	6,45
Tmax (°c)	18	20,36	25,22	28,80	33,48	38,77	42,34	41,32	35,95	30,48	23,02	18,63
Tmoy (°c)	11	13,35	17,20	21,26	26,30	30,84	34,85	32,94	28,67	23,36	16,85	12,41



Source ONM

Figure 1.6 : Températures mensuelle moyenne (2012-2021)

I.5. Vent

Dans le contexte si particulier de création d'une ville en milieu saharien, l'analyse du facteur éolien peut être déterminante. En effet, le vent et le transport de sables sont générateurs de fortes nuisances en milieu urbain et la conception urbaine doit intégrer dans sa démarche cette contrainte climatique forte (emplacement des bâtiments, tracé viaire adapté pour éviter

Les effets de couloirs à vents, élaboration de brises vents, réduction des effets Venturi, pièges à sables paysagers...etc.).

En règle générale, la ville de Noumérat est sujette à des vents fréquents entre janvier et août de directions multiples :

- Nord-Ouest de janvier à juin et de septembre à décembre.
- Nord-Est de juillet à août.
- Vent Sirocco (Nord-Sud) de mai à septembre sur une moyenne annuelle de 11j/an.

Il est intéressant de relever que le plateau d'Hamada (site d'étude) ne dispose pas de risque d'accumulation sableuse par sa position topographique. Le plateau est une zone de transit.

Les vents ne permettent pas au sable de s'accumuler, néanmoins la création d'obstacles, suite à la réalisation des constructions diverses de la ville nouvelle, risque d'entraîner des accumulations sableuse.

Tableau 1.4 : vitesse du vent moyen mensuel de la région d'étude 2012-2021

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Moyenne annuelle
Vitesse du vent (m/s)	4.4	3.65	4.1	4.45	4.75	3.36	3.6	3.74	4.1	3.34	5.13	2.66	3.96

Source AGC

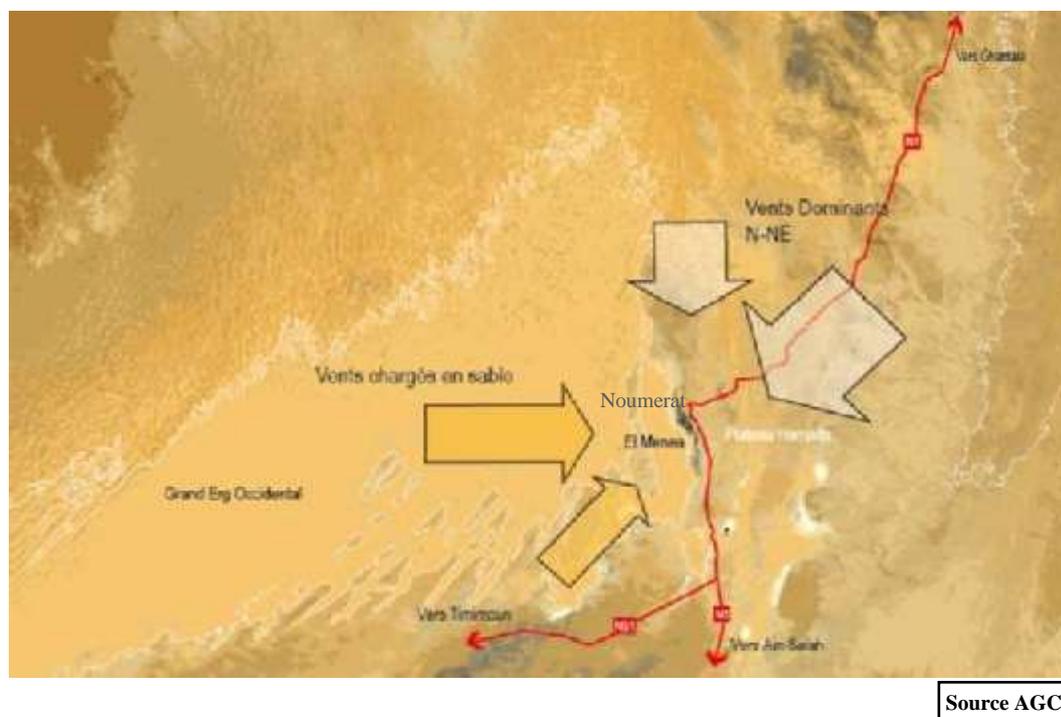


Figure 1.8 : Cartographie de la direction des vents dominants.

I.6. Situation socio- économique

a- Données démographiques

La population de la nouvelle ville de Noumerat est estimée pour la zone faisant objet de notre étude à 16546 habitants pour l'année 2020.

b- Infrastructures et équipements publics

b.1.Équipements scolaires

Dans notre phase d'étude sont prévues 4 écoles primaires, 3 écoles secondaires, 2 lycées, 4 crèches/jardins d'enfants et 2 centres de formation.

b.2.Équipements sanitaires

2 hôpitaux, 3 centres de santé, et de 2 foyers pour personnes âgées

b.3.Équipements administratifs

1 PTT central, 2 recettes PTT, 2 commissariats, 1 commissariat central, 1 tribunal, une gare, Un centre de sécurité urbaine, 1 protection civile, siège de l'établissement public ville nouvelle.

b.4.Équipements commerciaux

1 Marche central, 1 centre commercial, des commerces artisanaux, des commerces de proximités et d'autre types de commerce aussi divers que varié.

b.5.Équipements tourisme et loisir

1 hôtel, 2 cinémas, 2 théâtres, 1 palais des congrès, 1 show-room, et une bibliothèque.

b.6. Équipements sportifs

Une piscine, 2 terrains multisports, 2 salles omnisports, 2 salles polyvalentes, 1 stade, et une cité sportive.

b.7. Équipements religieux

Deux mosquées de quartier et une grande mosquée.

b.8. Réseaux routiers

On accède à la ville nouvelle au nord par la route nationale 1, sous l'appellation de route transsaharienne qui traverse le pays du nord au sud d'Alger à Tamanrasset. On peut aussi y accéder par l'ouest et le sud à partir de la ville basse (ancienne ville de Noumérat) située en bas de la falaise.

7. Situation hydraulique

L'abondance en eau a été un facteur déterminant dans l'importance et le développement de l'oasis de Noumérat. Cette eau, elle la doit à l'existence de la nappe d'infiltration, alimentée par l'oued Seggeur. Elle est à l'origine de la constitution des palmeraies et de l'aquifère du continental intercalaire dont l'exploitation récente par forages donne lieu à une expansion des cultures et espaces verts.

Les ressources actuellement prévues, dans le cadre du projet, consistent en la mise en place de 5 forages dans 2 qui serviront notre zone d'étude.

La capacité unitaire de ces forages serait de 60 l/s donc 2 forages se sera 120 l/s (à confirmer par des essais), Ces forages fonctionneront par les stations à pompage pour une durée de 20 h par jour (20h/24).

I.8. Assainissements

Les réseaux d'assainissement prévus pour la ville nouvelle de Noumérat sont de type séparatif. Pour les conduites d'eau usée, les diamètres se situent entre 200mm et 400mm.

Les rejets d'eaux usées seront dirigés vers des stations d'épurations, puis rejetés vers le milieu naturel après traitement. Les eaux pluviales qui seront récupérées seront remises vers le milieu naturel ou dirigées vers des aménagements en aval (parcelles agricoles, oasis, ... etc.).

Pour éviter les effets de la corrosion liée à la salinité des sols et des effluents, ainsi qu'aux éventuels courants vagabonds, toutes les canalisations seront en PEHD (Polyéthylène Haute densité).

Conclusion

Le site de la nouvelle ville Noumérat se caractérise par un climat aride et sec. En milieu désertique les précipitations sont rares et irrégulières.

La précipitation moyenne annuelle est de 13.20 MM. Enfin, Noumérat est sujet à de forte période de sécheresse, ce qui augmente considérablement les besoins en eau de la population

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

Introduction

Afin d'estimer avec le plus d'exactitude possible les volumes d'eau nécessaire à la consommation d'une agglomération, il faudra prévoir ses besoins, ceci en se basant sur les estimations de la population, les statistiques relatives au taux de natalité, les caractéristiques économiques de l'agglomération et le plan d'urbanisme.

Notons que ces besoins varient suivant l'évolution démographique, le niveau de vie, les caractéristiques du climat de la région, la taille des agglomérations, ainsi que les normes d'hygiène.

II.1. Évaluation de la population de la zone d'étude

La population de la ville nouvelle est estimée à 16546 habitants en 2020 cette estimation est fournie par le bureau d'étude (EGIS international) pour répondre à la demande des autorités qui veulent créer une nouvelle ville à Noumérat, pour notre zone la population est évaluée à 23144 habitants.

EGIS : Enterprise Geographical Information System

II.1.1. Évolution de la population future

L'évolution de la population aux différents horizons d'étude est donnée par la formule (2.1)

$$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n \quad (2.1)$$

Avec :

P_n : population future à l'horizon d'étude ;

P_0 : population de l'année de référence ;

α : taux d'accroissement de la population est égale à 1.12 % en ce basant sur l'ancienne ville de Noumérat.

n : nombre d'années séparant les horizons considérés.

Pour notre projet de la ville nouvelle, les horizons d'études à considérer sont :

- Court terme : 2030.
- Moyen terme : 2040.
- Long terme : 2050.

✓ L'année d'étude étant : 2020

La répartition de l'évolution de la population pour les différents horizons est représentée dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Evolution de la population pour les horizons considères.

Type de logements	Taux d'accroissement	Années			
		2020	2030	2040	2050
606 Logement individuel	1.12	3010	3389	3816	4296
300 Logement intermédiaire	1.12	1508	1698	1911	2153
234 Logement collectif	1.12	11694	13168	14827	16695
Total	/	16546	18631	20981	23144

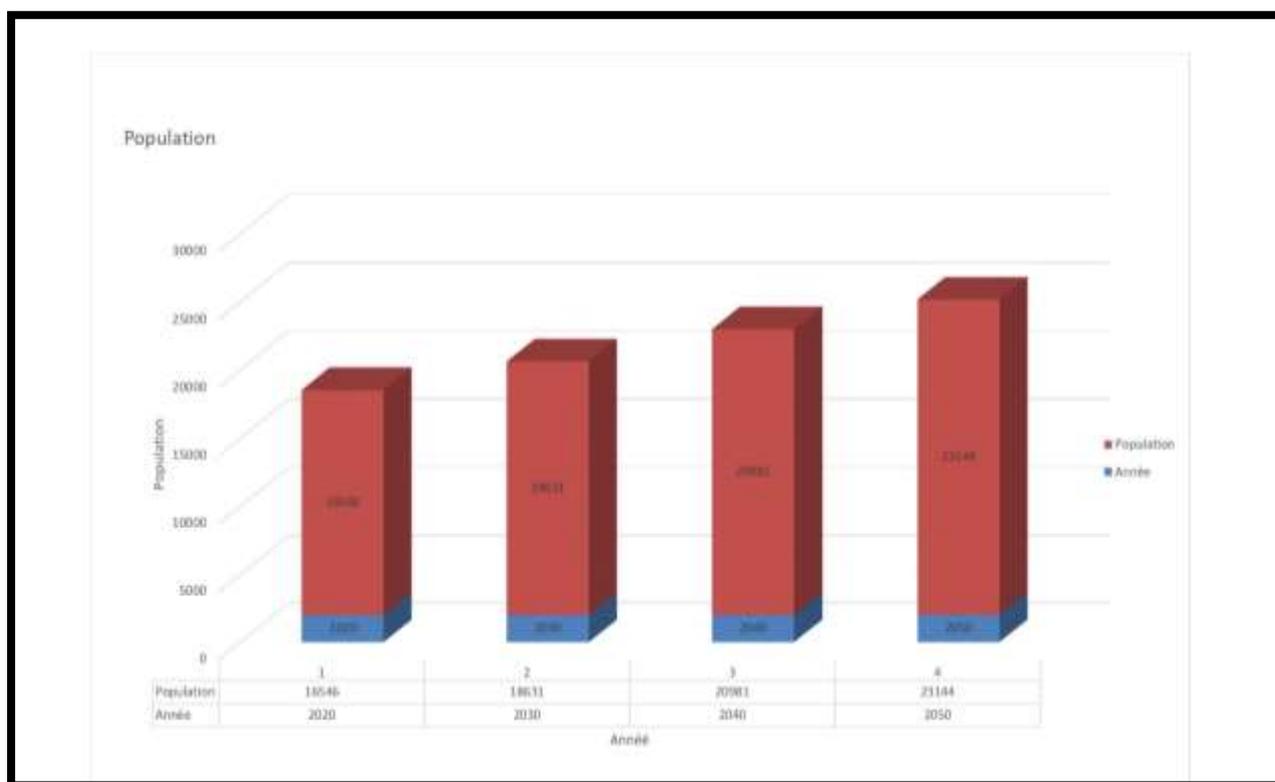


Figure 2.1 : Evolution de la population pour les différents horizons.

II.2. Catégories des besoins en eau potable

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins :

- **Besoins domestique :**

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la préparation des repas, la propreté,

Le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

- **Besoins publics :**

Ils comprennent l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des marchés et des caniveaux, le lavage des automobiles et l'eau que demandent les casernes, les administrations, les cantines...etc.

- **Besoins industriels :**

Les entreprises industrielles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

- **Besoins sanitaires :**

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

- **Besoins d'incendie :**

Ils concernent, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

II.3. Estimation des besoins

II.3.1. Choix de la norme unitaire de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée, selon le type de consommateur, en litre par habitant et par 24 heures, par carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule...etc.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation. Cette dernière dépend de certains critères dont les principaux sont :

- Le niveau de vie de la population ;
- Le nombre d'habitants ;
- Le développement urbain de la ville. L'existence de la ressource.
- Les habitudes de la population.

II.3.2. Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière représente la quantité d'eau moyenne consommée par l'ensemble de la population et par d'autres équipements, pendant une journée celle-ci est donnée par la relation (2.2) suivante (Bonin, 1986) :

$$Q_{\text{moy}} = (N \times D) \div 1000 \text{ m}^3/\text{j} \quad (2.2)$$

Où :

$Q_{\text{moy j}}$: débit moyen journalier ;

N : nombre de consommateur (habitants) ;

D : dotation (l/j/habitants).

II.3.3. Dotation

La dotation notée < D > est la norme de consommation, définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ses différents besoin : boisson, douche ménage ... etc (Bonin, 1986). L'évaluation de cette quantité d'eau dépend de nombreux paramètres : le type de l'agglomération, le type et le degré d'équipements, la catégorie du consommateur...etc. Nous pouvons donner, à titre indicatif, quelques dotations généralement adoptées (Dupant, 1979) :

- zone rurales et ville de 5000 à 20000 habitants : D = 150 à 225 litres/habitant/jour.
- ville de 20000 à 100000 habitent : D = 200 à 250 litres /habitant/jour.
- villes plus de 100000 habitants : D= 250 à 300 litres/habitant/jour.

II.4. Différents types des besoins

L'estimation des différent besoins en eau, obtenue par la relation 2.2, sont présentés dans les tableaux qui suivent :

II.4.1. Besoin domestiques

Pour l'estimation des besoins domestiques, nous adoptons plusieurs dotations selon le type de logement : logement individuel 200 (l /j/hab), logement intermédiaire 170 (l /j/hab), logement collectif 150 (l /j/hab) Source AGC.

Les résultats obtenus sont illustrés sur le tableau (2.2).

Tableau 2.2 : Besoins domestiques pour l'année 2050

Désignation	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
606 Logement individuel	4296	200	859.2	9,94
300 Logement intermédiaire	2153	170	366.01	4.23
234 Logement collectif	16695	150	2504.25	28.90
Total	23144	/	3729.46	43.67

II.4.2. Besoins des équipements publics

II.4.2.1. Besoins scolaires

Tableau 2.3 : Besoins scolaires

Désignation	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
4 Ecoles primaires	2400	15	36	0.42
3 CEM	1332	15	19,98	0,23
2 Lycées	2160	15	32.4	0,385
4 Crèches	360	15	5.4	0.064
2 Centres de formations	850	15	12.75	0,151
Total	7102	/	106,53	1,23

II.4.2.2. Besoins sanitaires

Tableau 2.4 : Besoins sanitaires

Désignation	Nombr de lits	Dotation (l/j/lit)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
3 Centres de sante	18	40	0,72	0,008
2 Hôpital	220	40	8 ,80	0,101
2 Foyers pour personnes âgées	60	40	2,40	0,028
Total	/	/	11,92	0,138

II.4.2.3. Besoins commerciaux

Tableau 2.5 : Besoins commerciaux

Désignation	Unit é	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
Commerce artisanal	M ²	4400	9	39,60	0,46
Centre commercial	M ²	10000	9	90,00	1,041
Crèche central	M ²	1000	6	6,00	0,069
Commerce de proximité	M ²	3210	6	19,26	0,22
Commerces divers/galleries	M ²	2500	6	15,00	0,173
Total	/	/	/	169,86	1.96

II.4.2.4. Besoins de tourisme et de loisirs

Tableau 2.6 : Besoins de tourisme et de loisirs

Désignation	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
2 Hôtel	Clients	120	200	24,00	0,28
1 Cinéma multiplex	M ²	3000	9	27,00	0,312
1 Gare	M ²	3000	9	27,00	0,312
2 Salles polyvalentes	M ²	1000	9	9,00	0,104
1 Palais des congrès	M ²	1483	6	8,90	0,102
1 Show-room	M ²	400	6	2,40	0,028
Total	/	/	/	122,30	1,41

II.4.2.5. Besoins culturels

Tableau 2.7 : Besoins culturels

Désignation	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
1 Bibliothèque	M ²	1000	6	6,00	0,07
1 Théâtre de la falaise	M ²	980	6	5,88	0,07
1 Maison de jeunes	M ²	1500	6	9,00	0,10
1 Grande mosquée	M ²	2000	6	12,00	0,14
2 Mosquées de quartier	M ²	1600	6	9,60	0,11
Total	/	/	/	42,48	0,50

II.4.2.6. Besoins d'arrosages

Tableau 2.8 : Besoins d'arrosages

Surface arrosée (m ²)	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
13165	10	1316,55	15,24

II.4.2.7. Besoins administratifs

Tableau 2.9 : Besoins administratifs

Désignation	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
PTT central	Employer	125	15	1.875	0.0217
Recette PTT	Employer	40	15	0.6	0.0069
Commissariat	Employer	40	15	0.6	0.0069
Commissariat central	Employer	400	15	6	0.0694
Tribunal	Employer	400	15	6	0.0694
Sécurité urbaine	Employer	50	15	0.75	0.0086
Protection civil	M ²	1000	15	15	0.1736
Total	/	/	/	17,1875	0,2

II.4.2.8. Besoins sportifs

Tableau 2.10 : Besoins sportifs

Désignation	Unité	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Consommation moy (m ³ /j)	Consommation moy (l/s)
Piscine	bassin	1	2000	2	0.03
Stade	place	10 000	10	100	1.16
Terrains de sports	terrain	6	1000	6	0.07
Salles omnisports	salle	2	1000	2	0.02
Total	/	/	/	110.00	1.27

Tableau 2.11 : Besoins des équipements publics

Besoins des équipements publics	Consommation(m ³ /j)	Consommation(l/s)
Besoins scolaires	106,53	1,2325
Besoins sanitaires	11,36	0,138
Besoins commerciaux	169,86	1,97
Besoins de tourisme et de loisirs	121,71	1,41
Besoins culturel	42,48	0,50
Besoins d'arrosages	1316,55	15,24
Besoins administratifs	17,18	0,2
Besoins sportif	110,00	1,28
Total	1896.25	21.94

Pour notre étude, nous aurons à définir deux types de consommations :

- Consommation domestique.
- Consommation des équipements publics.

Le tableau (2.12) ci-dessous représente le récapitulatif de la consommation moyenne total en eau pour chaque catégorie de l'année 2050.

Tableau 2.12. Récapitulatif de la consommation en eau moyenne total.

Besoins	(m ³ /j)	(l/s)
Besoins domestique	3772.82	43.67
Besoins des équipements publics	1896,25	21.94
Total	5669.07	65.61

II.6.1. Estimation des besoins futurs en eau en tenant compte les pertes

Les fuites d'eau sur le réseau sont parfois importantes.

Elles se produisent en grande partie sur les branchements particuliers.

La recherche des fuites est une opération délicate. Généralement elles dépendent de l'état de réseau.

On estime les fuites et le gaspillage par 20 % du débit totale :

$$Q_{\text{fuite}} = Q_{\text{moy.j}} \times 20 \%$$

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer Le débit total nécessaire pour alimenter la localité jusqu'à l'horizon de calcul.

Tableau 2.14. Récapitulatif des besoins en eau en tenant comptent des pertes

Besoins	Taux de perte(%)	Besoins (m ³ /j)	Besoins (l/s)
Besoins domestiques	20	4527,38	52,40
Besoins équipements publique	20	2275,50	26,34
Total	/	6802,88	78,74

II.7. Étude des variations des débits

En général, dans un réseau d'AEP, il y a toujours augmentation ou diminution de la consommation. Ces variations s'étalent sur l'heure, la journée, l'année. En raison de l'irrégularité de la consommation et en tenant compte des fuites qui peuvent avoir lieu, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit moyen journalier les coefficients d'irrégularité. Cette évaluation importante permettra de dimensionner le réseau d'adduction.

II.7.1. Coefficient d'irrégularité

II.7.1.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\max,j}$)

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation maximal au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport par la relation (2.3) suivante :

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy},j} \quad (2.3)$$

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau, en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%. Donc la valeur de k varie entre 1.1 et 1.3. Nous considérons, pour notre cas, une valeur de 1.2.

II.7.1.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{\min,j}$)

Celui-ci est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière donnée par la relation (2.4) suivante :

$$K_{\min,j} = Q_{\min,j} / Q_{\text{moy},j} \quad (2.4)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. $K_{\min,j}$ varie de 0,7 à 0,9. Pour notre étude, nous considérons $K_{\min,j} = 0,8$.

II.7.1.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour les journées il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie. Il est donné par la relation (2.5) suivante :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (2.5)$$

avec :

α_{\max} : était le coefficient tenant compte du confort et des équipements de l'agglomération.

Il est compris entre 1.2 et 1.3 Dans notre cas, $\alpha_{\max} = 1.2$;

β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau 2.15 : Valeurs de coefficient «β » en fonction du nombre d’habitants

N° habitant	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β max	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15
β min	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

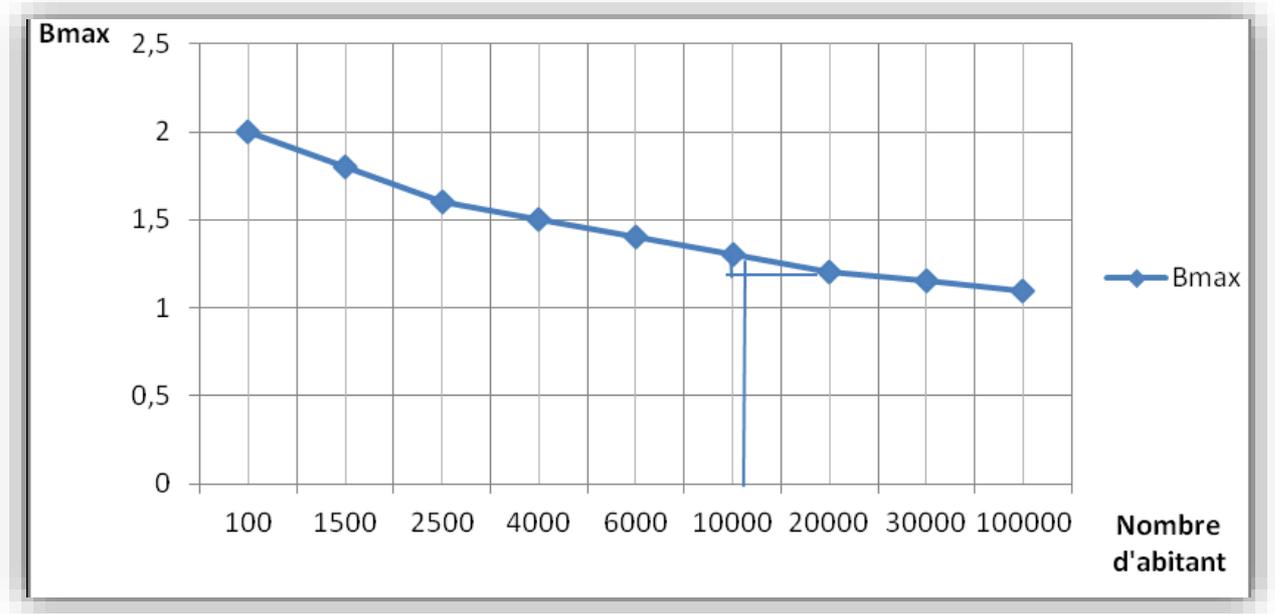


Figure 2.2 : Variation de coefficient βmax en fonction du nombre d’habitants.

La valeur de **βmax** est obtenue par interpolation. A long terme (horizon2050), le nombre d’habitants à est égal à **23144** habitants, compris entre **20000** et **30 000**. Nous obtenons :

$$\beta \text{ max}=1.25$$

$$K \text{ max h} = \alpha \text{ max} \times \beta \text{ max}$$

$K_{\text{max.h}} = 1.2 \times 1.17 \longrightarrow K_{\text{maxh}} = 1.4$

II.8. Détermination des débits journaliers

II.8.1. Variation de la consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)

Cette consommation représente le débit de jour le moins chargé de l'année. Elle est donnée par la formule suivante (2.6) :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{moy,j} \quad (2.6)$$

avec :

$Q_{max,j}$: débit minimum journalier en m^3/j .

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m^3/j .

$K_{min,j}$: coefficient d'irrégularité minimale journalière.

II.8.2 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)

Ce débit, relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année, est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. Il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage. Il est donné par la formule 2.7 suivante

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \quad (2.7)$$

avec :

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j .

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m^3/j .

$K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

Les consommations maximales et minimales sont représentées dans le tableau (2.16) suivant :

Tableau 2.16 : Récapitulatifs des débits maximums et minimums journaliers dans les différents horizons

horizon	$Q_{moy,j}$		$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$		$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$	
	M3/j	L/S		M3/j	L/S		M3/j	L/S
2050	6802,88	78,74	1.2	8163,46	94,48	0.8	5442,30	63,00

II.9. Variation de la consommation horaire

II.9.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation 2.8 suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = Q_{\text{max.j}}/24$$

(2.8)

avec :

$Q_{\text{moy.h}}$: débit moyen horaire en m^3/h .

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximum journalier en m^3/j .

II.9.2. Débit maximale horaire

Cette consommation est déterminée selon des coefficients d'irrégularité horaires $K_{\text{max.h}}$. Elle permet de déduire la plus forte charge du réseau afin de prévoir et de dimensionner les risques des dépôts dans la conduite. La consommation maximale horaire est donnée par la formule (2.9)

$$Q_{\text{max.h}} = K_{\text{max.h}} \times Q_{\text{moy.h}}$$

(2.9)

avec :

$Q_{\text{moy.h}}$: débit moyen horaire en m^3/h .

$K_{\text{max.h}}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire.

Tableau 2.17 : Récapitulatif de la variation de la consommation horaire.

horizon	β_{max}	$K_{\text{max.h}}$	$Q_{\text{max.j}}$		$Q_{\text{moy.h}}$		$Q_{\text{max.h}}$	
			m^3/j	L/S	m^3/h	L/S	m^3/j	L/S
2050	1,19	1,43	8163,46	94,48	340,14	3,94	486,41	5,63

- **Calcul du débit transférer**

$$Q_{2050} = (8163,46 \times 1000) / (24 \times 3600) = 94,48 \text{ l/s}$$

Conclusion

D'après l'évaluation des besoins en eau effectué, la consommation de la ville nouvelle Noumérat est estimée à **8163,46 (m^3/j)** soit **94,48 (l/s)** et ce pour une population de **23144** habitants à long terme (horizon 2050).

Cette valeur nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et de dimensionner avec exactitude le réseau d'adduction, afin de garantir le bon fonctionnement du système et d'assurer les quantités d'eau suffisantes pour toute la zone faisant l'objet de l'étude.

Chapitre III

Resource et qualité de l'eau

Introduction

Le site de Noumérat puise son eau à partir de 5 forages situés à l'ouest du site. Dans notre cas, deux (02) forages nous intéressent pour l'alimentation de la zone d'étude.

L'objectif de ce chapitre est de vérifier entre autre la qualité de cette eau.

III.1. Ressources en eau existante

La wilaya de Ghardaïa satisfait ses besoins en eau (AEP, AEI et Irrigation) à partir des nappes continentales intercalaires et complexes terminal (figure 3.1). Aucune ressource superficielle n'est actuellement mobilisée. Les réserves de ces nappes ne sont pas connues malgré les différentes études menées par des organismes nationaux et internationaux.

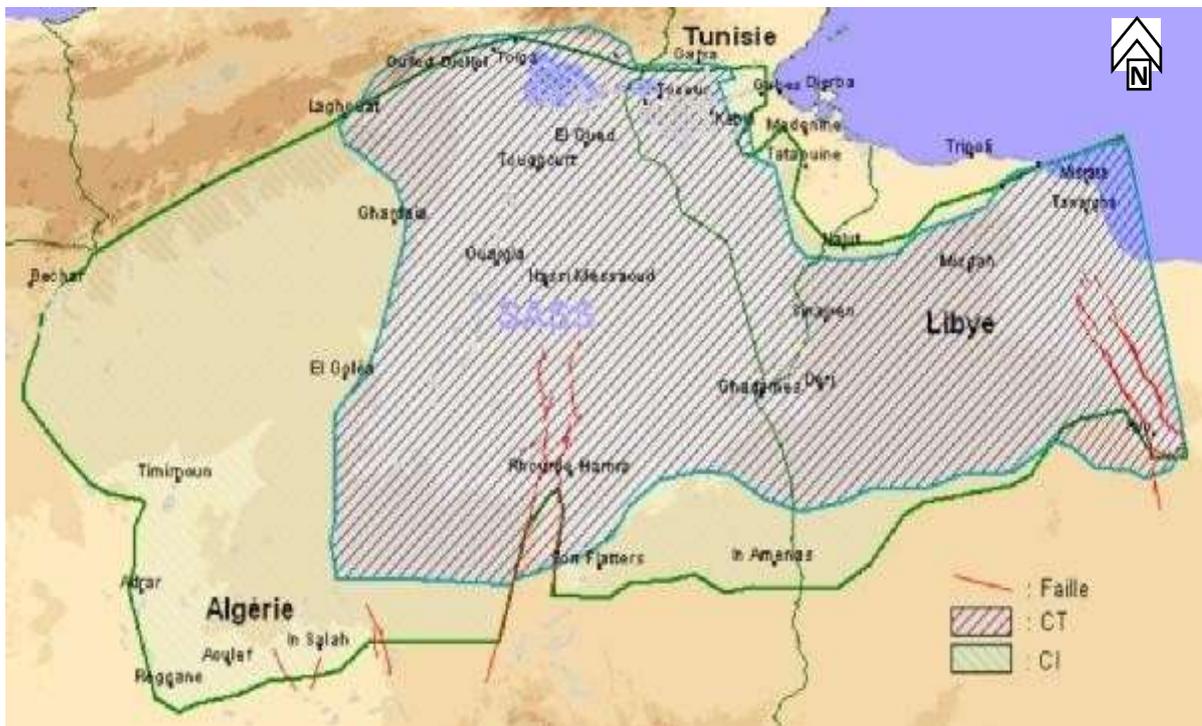


Figure 3.1 : Limites de la nappe du Continental Intercalaire CI et la nappe du Complexe Terminal CT (source AGC)

III.2. Resource en eau mobilisée

L'unique ressource de la ville nouvelle Noumérat est les eaux souterraines qui ont pour origine :

- Nappe Albienne: nappe captive du continental Intercalaire. Elle s'étend sur une superficie de 600.000 km² et se situe à une profondeur moyenne de 200 m sous la région de Noumérat.

Nos deux forages F1 et F2 sont localisés à la périphérie de la ville, du côté nord-ouest et à proximité immédiate du site d'étude, comme indiqué sur la figure 3.2 Ci-dessous.



Figure 3.2 : Localisations des forages f1 et f2.

III.3. Caractéristiques des forages

Les caractéristiques des forages sont données par AGC et sont illustrés dans le tableau 3.1 :

Tableau 3.1 Caractéristiques des forages.

Localité	Désignation du forage	Débit mobilisé		Temps de mobilisation h/jr 20/24
		l/s	m ³ /j	
Partie étudiée de la nouvelle ville Nouméat	F1	60	5184	
	F2	60	5184	
Total		120	10368	

Le débit d'eau fourni par les deux (02) forages qui est de 120 l/s suffit largement à satisfaire les besoins en eau de la phase d'étude, qui s'élèvent à 94.48 l/s

III.4. Qualité de l'eau

Pour savoir si une eau est peu ou fortement minéralisée, il faut regarder son résidu sec. Cet indicateur exprime le taux de minéraux recueillis après évaporation d'1l d'eau soumis à 180°C.

- **taux de minéraux supérieur à 1 500 mg/L** : l'eau est dite riche en minéraux (calcium, magnésium et/ou sodium).
- **taux compris entre 500 et 1 500 mg/L** : il n'y a pas d'appellation spécifique, l'eau est moyennement minéralisée.

- **taux inférieur à 500 mg / L** : l'eau faiblement minéralisée ;
- **taux inférieur à 50 mg / L** : l'eau très faiblement minéralisée ;

Dans le cas de nos forages, après avoir observé la (figure 3.2) ci-dessous, nous pouvons conclure que Noumerat est situé dans la zone sud à eau très douce et avec un taux de résidu sec de 400 mg/l environ.

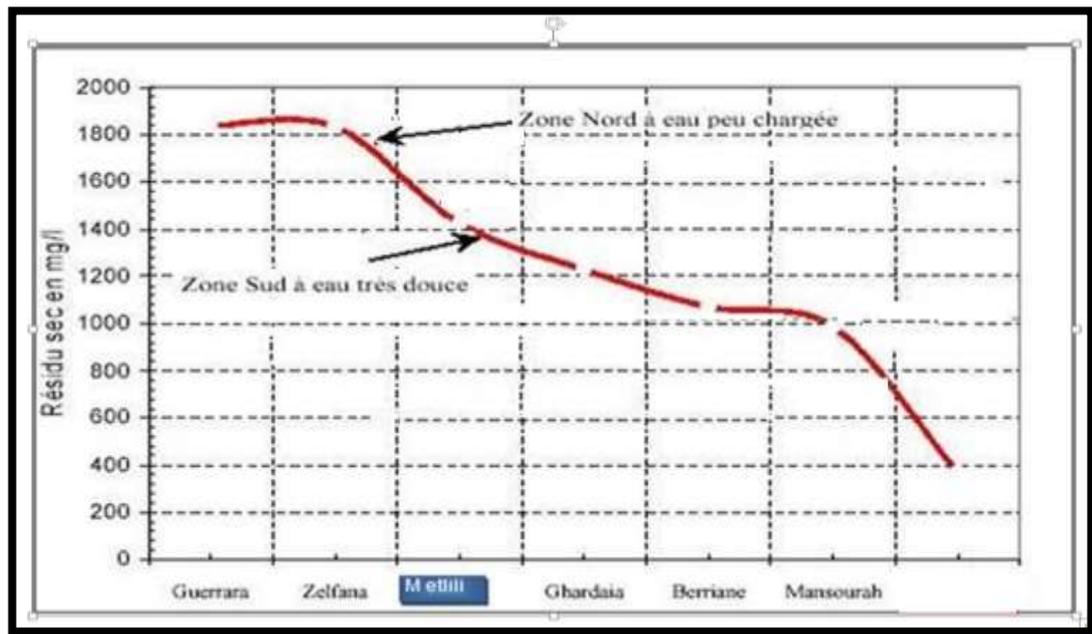


Figure 3.3 : Variation du résidu sec à travers les localités de la wilaya Ghardaïa.

Source AGC

III.4.1. Eau potable

- **Eau dure et eau douce**

Une eau dure est une eau qui contient beaucoup de sels dissous, en particulier des sels de calcium (le bicarbonate de calcium pouvant se transformer en calcaire) et de magnésium, c'est pourquoi la dureté d'une eau est mesurée par sa teneur en calcium et magnésium. À l'inverse, une eau douce est une eau qui en contient peu.

Dans la nature, toutes les eaux n'ont pas la même dureté : les eaux du Massif Central, des Vosges et du Massif Armoricain par exemple sont douces (moins de 200 milligrammes de calcaire dissous par litre d'eau), alors que certaines eaux de la région parisienne sont très dures (jusqu'à 900 milligrammes de calcaire dissous par litre d'eau).

Cependant, une eau trop dure peut présenter des inconvénients d'utilisation. L'eau dure diminue en effet les propriétés détergentes des lessives et savons qu'il faut utiliser en plus grande quantité. Par ailleurs, son usage en agriculture augmente la concentration de sels dans les sols et favorise leur stérilisation. Enfin, certains sels et en particulier le calcaire, peuvent se déposer sous une forme solide appelée tartre sur les parois des canalisations, des ballons d'eau chaude ou des chaudières.

À l'inverse, une eau trop douce est une eau corrosive qui ronge les parois des canalisations favorisant la formation de fuites. Or les bactéries se développent préférentiellement aux points de fuite et de corrosion. En outre, la corrosion augmente la concentration en cuivre, étain ou plomb de l'eau, suivant le matériau dont sont faites les conduites, toutes substances nocives à la consommation. Une eau trop douce est donc une eau qui contribue à la dégradation de la qualité de l'eau dans les canalisations.

Pour à la fois protéger les équipements de l'encrassement et maintenir la qualité de l'eau lors de sa distribution, l'eau doit donc être juste assez dure pour qu'une couche protectrice de carbonate de calcium se dépose sur les parois des canalisations, les isolants de l'eau transportée.

• **Caractéristiques physico-chimiques des eaux souterraines dans la ville Noumérat**

Pour les caractéristiques physico-chimiques, nous allons comparer les résultats d'analyse de l'eau données par (AGC, 2020) aux normes OMS pour vérifier la potabilité.

Les résultats son illustré dans le tableau ci-dessous.

Tableau 3.2 : Caractéristiques physico-chimiques des eaux souterraines dans la villeNoumérat de la willaya de Ghardaïa. (Source OMS)

Elément/substance	Symbole/formule	Unités	Noumérat	Normes OMS admissibles
Calcium	CA ⁺⁺	mg /l	39	100
Magnésium	Mg ⁺		13	50
Sodium	Na ⁺		63	200
Potassium	K ⁺		7	12
Chlorure	Cl ⁻		40	250
Sulfate	SO ₄ ⁻		45	250
Bicarbonates	HCO ₃ ⁻		210	/
Nitrates	NO ₃ ⁻		7	50
Résidu Sec	R.S		370	2000

OMS : organisation mondiale de la santé

III.4.2. Interprétation des Paramètres physico-chimiques

- **Calcium et magnésium (Mg^{++} , Ca^{++})**

Ces deux éléments sont présents dans les roches cristallines, très solubles. Les analyses montrent les valeurs suivantes sont conformes aux normes de consommation :

- **Sodium Na^{+}**

Le sodium se trouve uniquement à l'état combiné. Il est le septième élément le plus abondant de la croûte terrestre. Il est toujours présent dans les eaux naturelles. Selon les résultats d'analyse, la teneur en Sodium est de 63mg /l. Cette valeur répond aux normes de consommation.

- **Potassium K^{+}**

Le potassium se trouve abondamment dans la nature, mais il est rarement présent dans l'eau à des teneurs supérieures à 20mg/l. La teneur en K^{+} du prélèvement est de l'ordre de 7mg/l ; qui répond aux normes de consommation.

- **Chlorures Cl^{-}**

Les chlorures existent dans toutes les eaux à des concentrations variables.

Ils ont pour origine :

- la percolation à travers des terrains salés.
- les infiltrations marines.
- les rejets industriels et humains.

Une importante concentration en chlorures (>250 mg/l) affecte la qualité organoleptique de l'eau, surtout si les ions Cl^{-} sont accompagnés d'ions Na^{+} . Les chlorures sont très corrosifs.

Ils sont répandus dans la nature sous forme de sels de sodium $NaCl$, de potassium KCl et de calcium $CaCl_2$. Dans notre cas, la teneur en Chlorures est de 40 mg/l. Elle est conforme à la norme.

Conclusion

Les analyses **physico-chimiques**, présentées dans ce chapitre, montrent que l'eau des forages de Noumérat est de bonne qualité. Elle est très douce et propre à la consommation.

Aussi ; le débit cumulé de nos forages (120 l/s) est largement suffisant pour satisfaire les besoins de la nouvelle ville à long terme

Chapitre IV

Etude des réservoirs

Introduction

Après avoir étudié les besoins en eau et l'adduction dans les chapitres précédents, nous nous intéressons, dans ce chapitre, à l'étude des réservoirs. Ainsi nous déterminerons leurs capacités de stockage, leurs dimensions...etc.

IV.1. Rôles des réservoirs

Les réservoirs ont plusieurs rôles dans un système d'AEP :

- emmagasine l'eau pendant les heures creuses de consommation et le restitue pendant les pointes de consommation.
- assure la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- emmagasine l'eau dans le cas d'incendie.
- joue le rôle d'un relais.
- régularise le débit entrant et le débit sortant.

a-Fonction technique

- Régulation du débit : Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation.
- Sécurité d'approvisionnement : Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (pollution, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie)
- Régulation de la pression : Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la perte de charge sur le réseau.
- Simplification de l'exploitation en permettant l'arrêt pour l'entretien ou réparation de certaines installations.
- Réacteur participant au traitement : les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection adéquate de celle avant la distribution.

b-Fonction économique

- Réduction des investissements sur le réseau de distribution : Les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution, en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoir d'équilibre).
- Réduction des dépenses d'énergie : Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

IV.2. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
 - Les réservoirs en maçonnerie
 - Les réservoirs en béton arme ou ordinaire
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrées
 - Semi-enterrés
 - Surélève
- D'après leurs formes :
 - Circulaires
 - Rectangulaires
 - Carrés

IV.3. Emplacement des réservoirs

L'emplacement d'un réservoir pose souvent un problème. A cet effet, il y a lieu toujours de tenir compte des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité.
- Le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.
- Nous devons les implanter de préférence à proximité du centre à alimenter.

IV.4. Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas. Cependant à chaque fois que cela sera possible Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterrer

- Le choix du réservoir dépend des :
 - Conditions topographiques.
 - Conditions géotechniques.
 - Conditions hydrauliques.
 - Conditions économiques

IV.5. Equipements du réservoir

Le réservoir doit être équipé :

IV.5.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

- Par surverse : soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

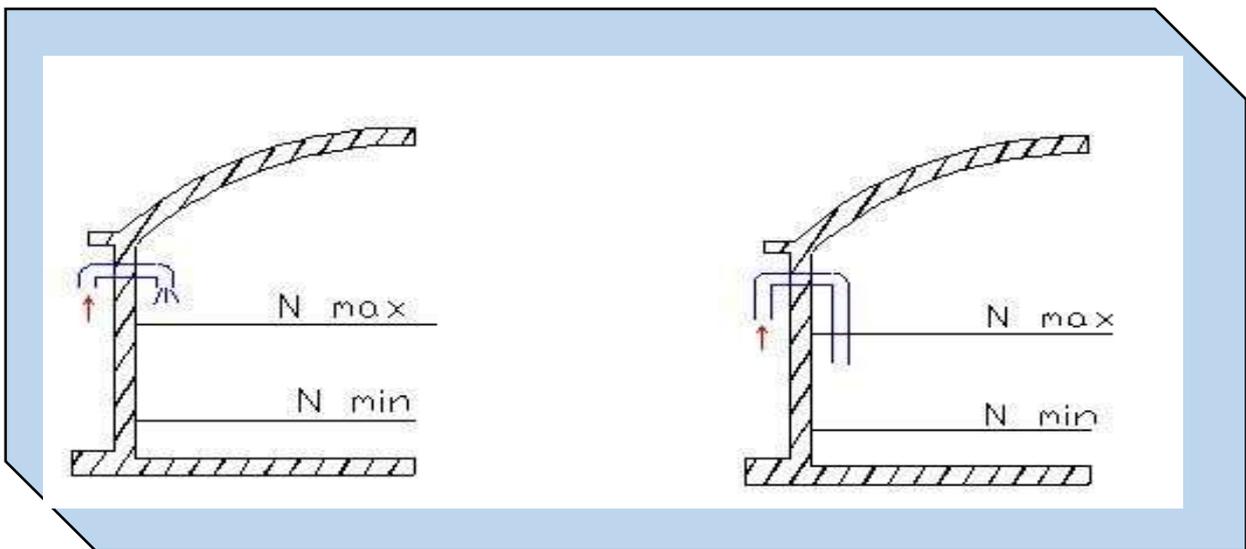


Figure IV.1 : Arrivée par surverse
(Chute libre).

Figure IV.2 : Arrivée par sur verse
(Noyée).

- Par dessous : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

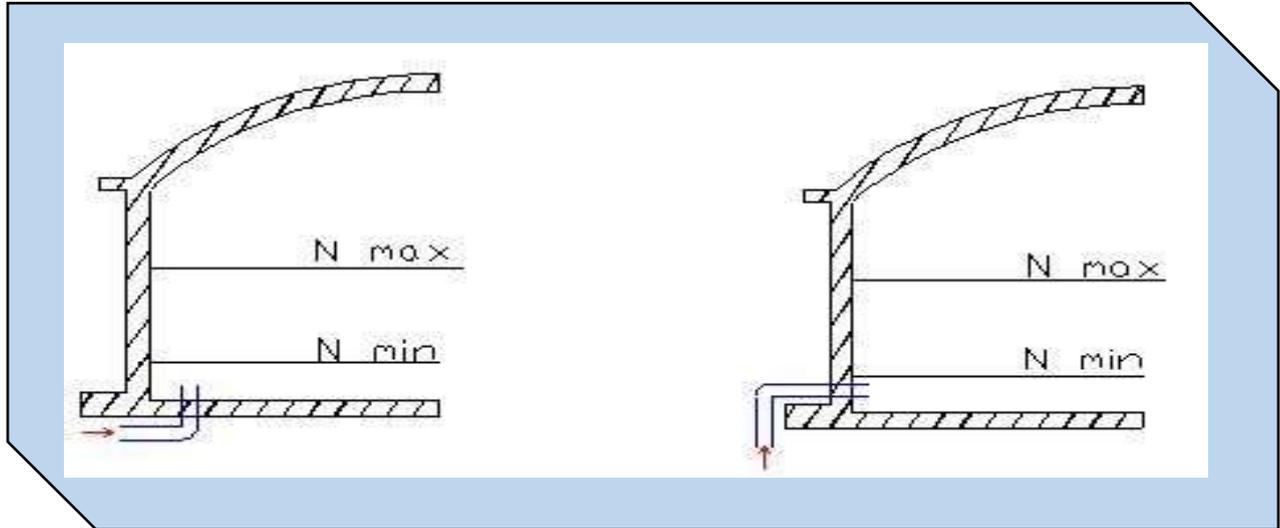


Figure IV.3 : Arrivée par dessous

(Par le fond).

Figure IV.4 : Arrivée par dessous

(Par le bas).

❖ Remarque :

Pour notre réservoir tampon on opte pour une arrivée de la conduite par le fond car elle permet le renouvellement de la réserve d'incendie par mélange en créant des perturbations et un écoulement en rouleau et évite l'entartrage de notre réseau.

La conduite d'arrivée doit toujours être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

IV.5.2. Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique

la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

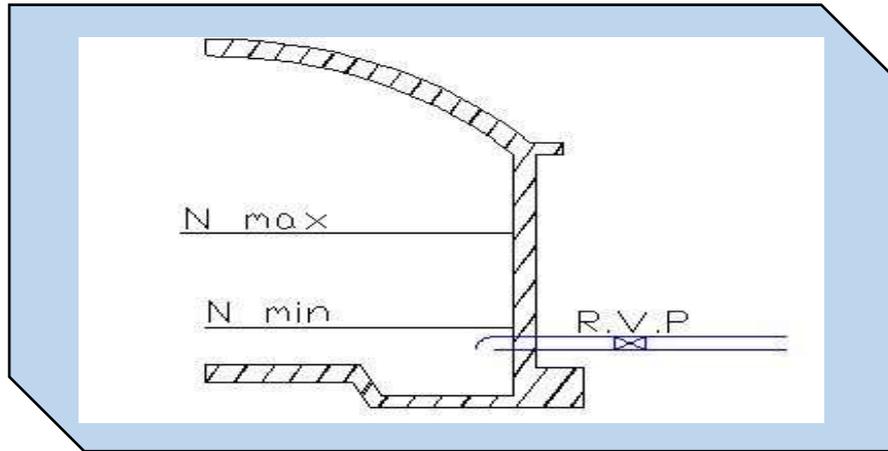


Figure IV.5. : Conduite de départ

IV.5.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir.

Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

IV.5.4. Conduite de vidange

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

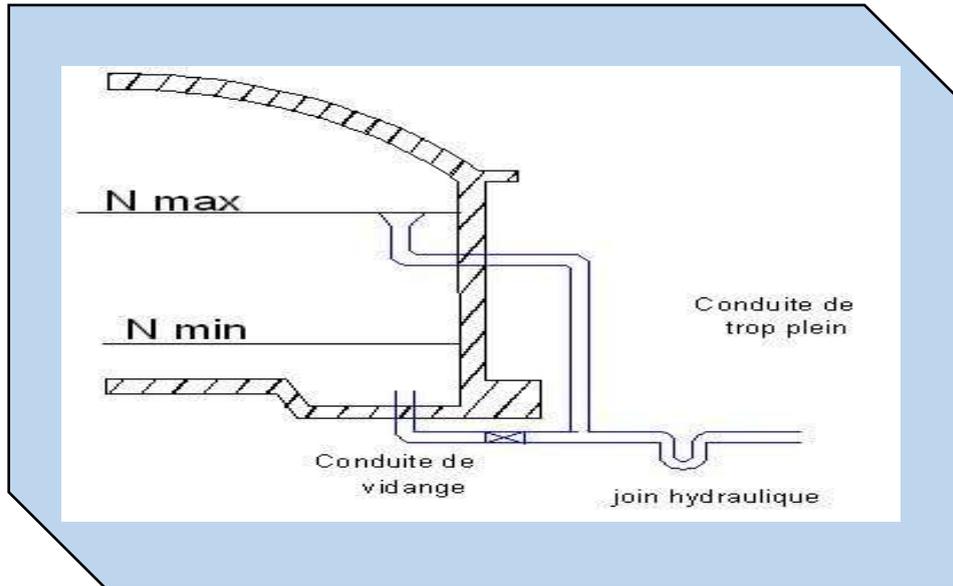


Figure IV.6 : Conduite de vidange et de trop plein.

IV.5.5. Conduite by-pass

Cette conduite est utilisée pour relier la conduite de départ et la conduite d'arrivée, elle isole la cuve en cas de nettoyage et de réparation.

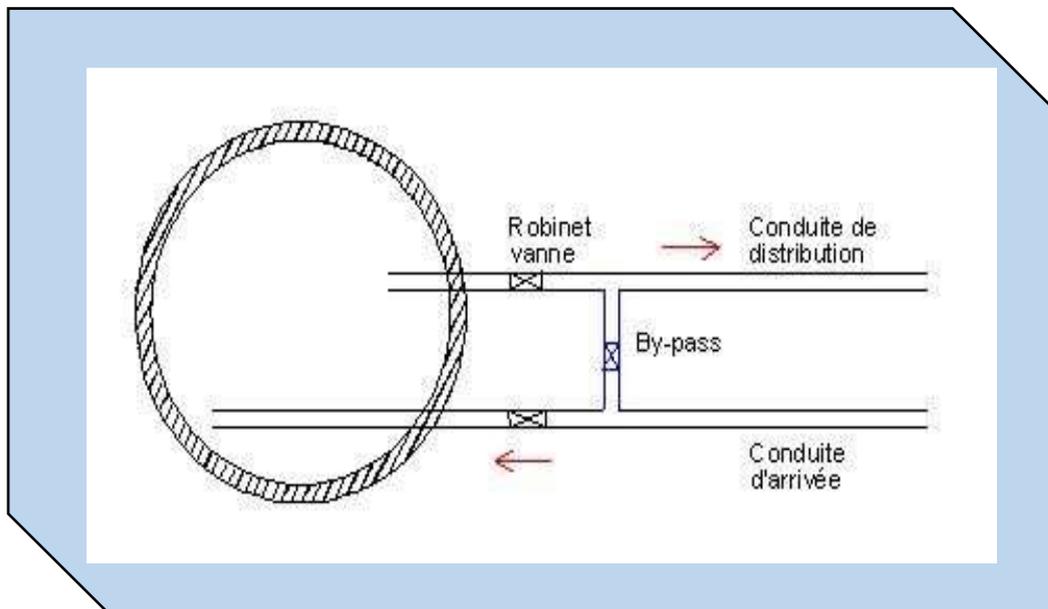


Figure IV.7 : conduite by-pass

IV.5.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter dans le cas d'un soutirage intensif que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution.

Nous distinguons deux types de systèmes : le système à deux prises et le système à siphon.

Dans le système à deux prises on remarque une tranche d'eau morte qui ne se renouvelle pas contrairement au système à siphon qui se désamorce grâce à un évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée en cas de sinistre.

IV.6 .Détermination du volume des réservoirs d'alimentation

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

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

- **La méthode analytique.**
- **La méthode graphique.**

IV.6.1. La méthode analytique

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

$$V_r = \frac{a \times Q_{\max,j}}{100}$$

V_r : capacité résiduelle (m³),

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%). Q

\max :La consommation maximale journalière (m³/j).

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

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

IV.6.2. Méthode graphique

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

Donc :

$$R_{\max} = |V_+| + |V_-| \quad (\%)$$

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

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} \times R_{\max}}{100} \quad (\text{m}^3)$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{\text{inc}}$.

IV.7. Dimensionnement du réservoir :

Pour notre projet et pour déterminer la capacité du réservoir on utilise la méthode analytique

IV.7.1. Calcul de la capacité du réservoir R1

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête

Des réseaux de distribution de la localité à desservir.

Heures (h)	Apport par la pompe (%)	Consommation Horaire en (%)	Arrivé au réservoir	Départ du réservoir	reste d'eau (%)
0-1	0	1,5		1,5	4,5
1-2	0	1,5		1,5	3
2-3	0	1,5		1,5	1,5
3-4	5	1,5	3,5		0
4-5	5	2,5	2,5		3,5
5-6	5	3,5	1,5		6
6-7	5	4,5	0,5		7,5
7-8	5	5,5		0,5	8
8-9	5	6,25		1,25	7,5
9-10	5	6,25		1,25	6,25
10-11	5	6,25		1,25	5
11-12	5	6,25		1,25	3,75
12-13	5	5	0		2,5
13-14	5	5	0		2,5
14-15	5	5,5		0,5	2,5
15-16	5	6		1	2
16-17	5	6		1	1
17-18	5	5,5		0,5	0
18-19	5	5	0		-0,5
19-20	5	4,5	0,5		-0,5
20-21	5	4	1		0
21-22	5	3	2		1
22-23	5	2	3		3
23-24	0	1,5		1,5	6
total	100	100			

Tableau IV.1 : récapitulatif de calcul de la capacité du réservoir 01 à l'horizon 2050

- Le volume du réservoir à projeté est égal :

$$V_r = (\alpha \times Q_{\max.j}) / 100 = 0.08 \times 8163.46$$

$$V_r = 653.08 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_r + V_{inc}$$

$$V_t = 653.08 + 120 = 773.08 \text{ m}^3$$

Donc : le volume de notre réservoir est **1500 m³**

Pour la deuxième réservoir R2 la capacité de stockage est la même que la première et c'est

$$V_t = 1500 \text{ m}^3.$$

IV.7.2. Dimensionnement du réservoir de stockage :

Le Réservoir tampon assure la transition entre l'écoulement en charge issu de la station de pompage et l'écoulement gravitaire en direction du réservoir existant.

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

On les dimensionne à l'aide des formules suivantes :

IV.7.2.1. Le Diamètre de la cuve

Le diamètre du réservoir sera déterminé de la manière suivante :

$$D = \left[\frac{4V_r}{\pi h} \right]^{1/2} \quad (6.4)$$

avec :

V_r : capacité normalisée du réservoir (m³).

D : diamètre de la cuve (m)

h : hauteur utile optimale d'eau (m), on propose un hauteur de 6 m.

A.N :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 753.08}{\pi \times 6}} = 12.64 \text{ on prend : } D = 20 \text{ m.}$$

Donc : **D=20m**

IV.7.2.2. Réévaluation de la hauteur d'eau h :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé Revanche d'une épaisseur variant de 0.2 à 1m, au-dessus du plan d'eau.

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule

$$h = \frac{4 \times V}{\pi D_n^2}$$

$$= \frac{6000}{400\pi} = 4.77 \text{ m}$$

h : La hauteur totale H du réservoir.

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule.

$$H = h + R$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m)

h: hauteur d'eau (m)

R : revanche (m)

On prend : R= 0,20m.

A.N :

$$H = h + R = 4.77 + 0.20 = 4.97\text{m}$$

Donc : H =4.97 m

On prend H : 5m

IV.7.2.3. La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve par la formule :

$$S = V/H$$

$$\text{A.N : } S = \frac{1500}{5} = 300 \text{ m}^2$$

Les dimensions du réservoir sont portées dans le tableau suivant

Reservoir	Volume (m ³)	h (m)	S (m ²)	D (m)	H (m)
Tampon	1500	4.77	300	20.00	5

Tableau IV.2. Dimensions du réservoir tampon

IV.7.2.4. Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage(SP) :

La bache de reprise dans notre cas joue un rôle transitoire. Son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à un quart d'heure (15min).

➤ A. Capacité de la bache :

Le volume de la bache de reprise est déterminé selon la formule suivante

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max.j}} \times t}{T}$$

Avec :

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximal journalier total. ($Q_{\text{max.j}} = 8163.46 \text{ m}^3/\text{j}$)

T : le temps de fonctionnement de la station de pompage ($T = 20 \text{ h}$)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t = 0,25 \text{ h}$)

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{max.j}} \times t}{T} = \frac{8163,46 \times 0,25}{20} = 102,04 \text{ m}^3$$

Donc : $V_{\text{bache}} = 102 \text{ m}^3$

On prend : $V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$

Donc : $V_{\text{Bache}} = 102 + 120 = 222 \text{ m}^3$

Dans notre étude on prend (le volume normalisé) : $V = 250 \text{ m}^3$

➤ B. Dimensions de la bache :

La hauteur optimale d'eau utile h est situé entre 3 et 6 m.

• Section du réservoir :

$$S = V/H$$

V : capacité normalisé de réservoir (m^3).

S : section du réservoir (m^2).

h : hauteur utile optimale d'eau (m).

On pose : $h = 4 \text{ m}$.

$$\text{A.N: } S = \frac{250}{4} = 62,50 \text{ m}^2$$

Donc $S : 65 \text{ m}^2$

- **La longueur des cotes :**

$$S = a^2$$

Donc : $a = \sqrt{S}$

S : section du réservoir (m²)

a : longueur de la cote (m).

A.N : $a = \sqrt{65} = 8.06 \text{ m}$

Donc : $a = 8 \text{ m}$

IV.8. Entretien du réservoir

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques, en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves, opération comportant plusieurs étapes qui sont les suivantes :

- vidange de la cuve.
- élimination des dépôts sur les parois.
- examen de la paroi et réparations éventuelles.
- désinfection à l'aide des produits chlorés.
- remise en service.

IV.9. Hygiène et sécurité

Les réservoirs d'eau potable doivent suivre certaines normes d'hygiène et de sécurité afin de protéger l'eau de toute pollution en provenance de l'extérieur. Par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de la température et l'introduction des corps étrangers.
- Être à l'abri des contaminations.
- Être aéré : il y'a lieu de percer quelques orifices munis d'épaisses plaques de verre afin de laisser passer la lumière.
- Être parfaitement étanche et ne doit recevoir aucun enduit susceptible d'altérer la qualité de l'eau.
- Être muni d'un robinet de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau.
- Aussi, la circulation de l'eau doit être régulière à l'intérieur du réservoir pour éviter toute stagnation.

Conclusion

Sur la longueur de notre système d'adduction, on a projeté 2 réservoirs de stockage répartis comme suit :

- Au niveau des deux stations de pompage dans notre système d'adduction : un réservoir (bâche d'eau) de capacité 250 m³ pour chaque station de pompage.
- Au début de notre système d'adduction : deux réservoirs de stockage circulaire de capacité 1500 m³.

Chapitre V

Etude d'adduction

Introduction

La ville nouvelle de Noumérat compte 11254 habitants pour 175 hectares de superficie.

La phase, faisant l'objet de notre étude, compte 15037habitants pour 254 hectares. La région est alimentée par des forages localises au nord-est de la ville nouvelle qui refoulent vers des réservoirs de stockage.

Les besoins de la population à l'horizon 2050 s'élèvent à 8163, 46m³/j.

L'objetdecechapitreestdechoisirleschémad'adductionadéquatenfonctiondesconditions d'aménagements.

V.1. Types d'adduction

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

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

V.1.1. Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de l'agglomération et l'écoulement se fait gravitairement c'est-à-dire sous l'effet de la pente.

V.1.2. Adduction par refoulement

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenter se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement se fait par pompage.

V.1.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

V.2. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction :

On peut avoir deux types d'écoulement :

V.2.1. Ecoulement à surface libre :

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement.

IL peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts.

Ce type d'écoulement est fonction de la pente.la forme du canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale.

V.2.2. Ecoulement en charge:

L'eau remplit totalement les conduites et la pression y est supérieure à la pression atmosphérique. Cette pression dépend des conditions régnant aux limites amont et aval de la conduite et du débit instantané.

V.3. Choix de la trace :

- Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :
- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de surprofondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversées de rivière, de route, de chemin de fer et d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le trace en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes.
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses de construction aussi faibles que possible en évitant les points hauts sur le refoulement.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins.
- Ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre trace se trouve topographiquement accidentée ou une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.

Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un trace où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire).

Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

V.4. Choix des matériaux de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc. Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

- **Fonte**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

- **Acier**

L'acier est un matériau apte à prendre en charge les grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout qu'il s'agit de sol agressif, une protection cathodique est indispensable.

Pour une conduite maitresse alimentant une ville, l'acier n'est pas recommandé pour éviter la perturbation de l'alimentation en cas de fuite.

- **PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)**

Le tuyau en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne (50 ans) qui a surtout été employée en industrie pour des conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement.

En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans

le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction.

De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux. L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques.

Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai.

La pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage.

Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

Depuis de nombreuses années, les constructeurs proposent des conduites de grands diamètres et de fortes pressions, mais ces dernières restent peu utilisées en Europe dans ce type d'application.

- **PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)**

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux.

ILS sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises.

ILS ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion.

Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

Le PVC, avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison aux autres matériaux.

Conclusion

Dans notre étude nous avons choisi des conduites en PEHD qui sont plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elles présentent :

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.
- Un faible coût pour des diamètres inférieurs ou égale à 350mm, Ce qui est notre cas.
- Facile à poser.
- L'élasticité et la flexibilité le rendent résistant aux mouvements de terrain.
- Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible) l'absence d'entartrage.
- Montage facile : ces tubes sont faciles à manipulé et à transporter.
- Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- Les tubes sont des longueurs de 6m à 12m, pour les diamètres allant de 160mm à 400mm déjà deux fois supérieures aux tubes (fonte, acier...).
- Le montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats.

V.5. Comportement d'une conduite

Dans le cas des adductions en particulier les adductions mixtes, plusieurs cas de figure relatifs à la ligne piézométrique et à la topographie, peuvent se présenter. Pour assurer le bon fonctionnement du système d'adduction plusieurs solutions d'ordre techniques peuvent être envisagées.

➤ **Cas de surpression :**

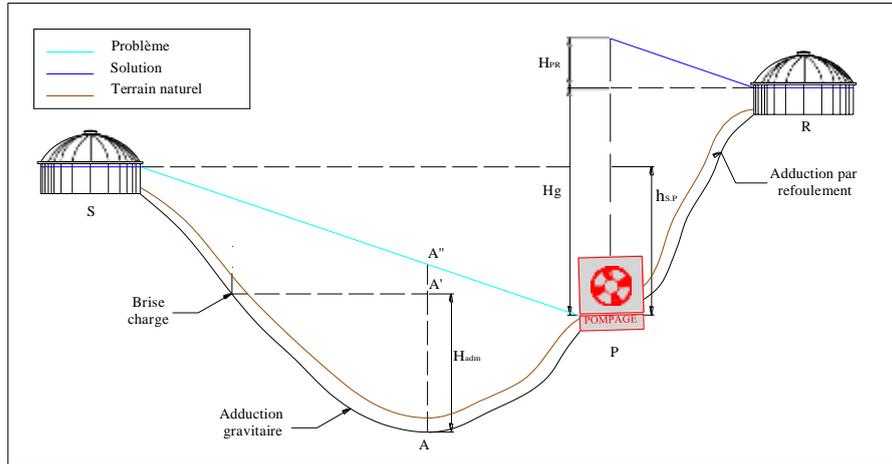


Figure V.1 : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)

Au lieu du brise charge, le dimensionnement mécanique peut aussi être un bon remède à la pression exagérée au niveau des points bas.

➤ **Cas de dépression :**

Pour remédier au problème d'écrêtement (implosion de la conduite) survenant en cas d'arrêt de la pompe, on transforme un tronçon de l'adduction par refoulement en adduction gravitaire par l'intermédiaire d'un réservoir tampon implanté au niveau du point le plus haut du terrain de pose de la conduite (figure IV.2).

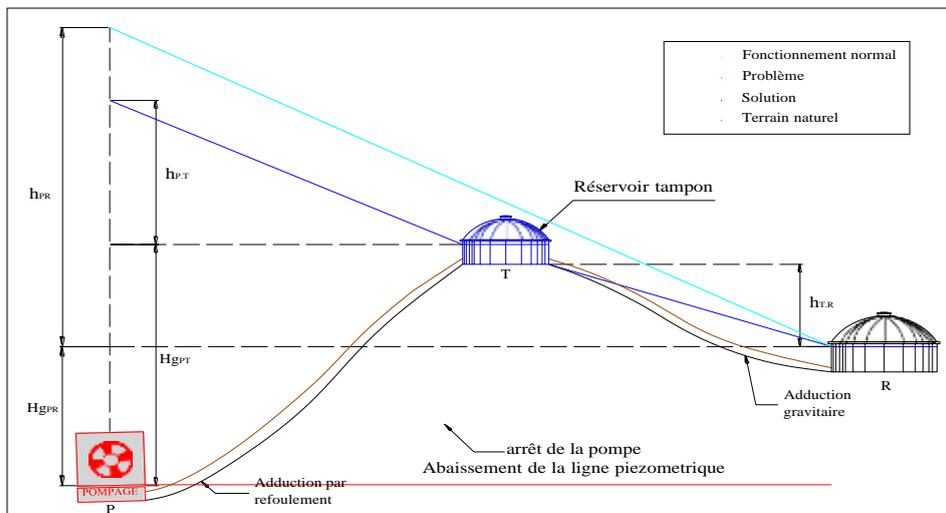


Figure V.2 : Problème d'écrêtement (implosion de la conduite)

V.6. Schéma d'aménagement étudié

V.6.1. Proposition de variante

Deux variantes sont proposées pour le schéma d'aménagement de la ville nouvelle Noumérat.

- Première variante celle-ci consiste positionner les ouvrages au niveau (ou à proximité) des points hauts situés sur l'emprise de la ville (figure 4.1).

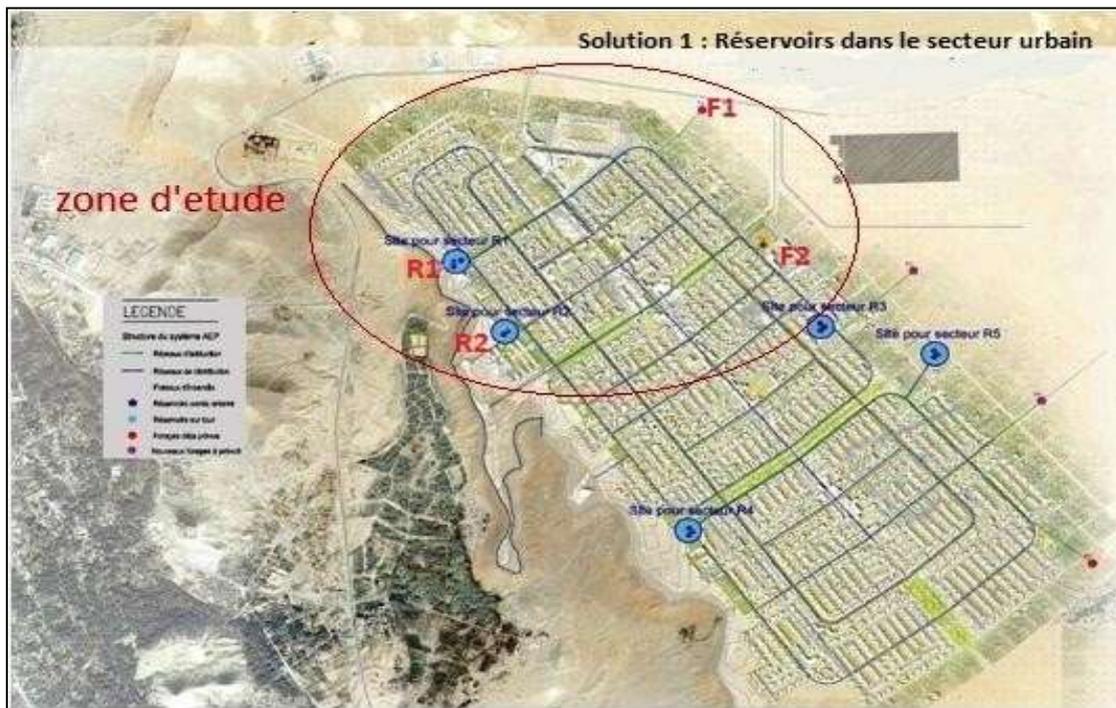


Figure V.3 : Schéma de la première variante proposée.

Variante N°1

La variante N°01, consiste-t-on quatre étapes :

- L'eau potable est acheminée à partir des forages 2x60 l/s (côte f1 = 442.28.m ; côte f2 = 435.84) à l'aide d'une conduite en gravitaire.

-A l'aide d'une conduite gravitaire vers une station de reprise N°01 (côte = 382.51 m).

- De la Station N°01, elle sera pompée vers la Station de reprise N°02 (côte = 506.75 m) à l'aide d'une conduite en refoulement.

- La Station N°02 (côte = 506.75 m) refoule les eaux vers les 2 réservoirs tampons projeté à l'aide d'une conduite en refoulement.

- Le Réservoir tampon N°1 (côte = 660.91 m) et le réservoir tampon N°2 (côte = 658.71 m) projetés distribuent l'eau gravitairement vers le réseau de la nouvelle ville Noumérat.

- **Deuxième variante** elle consiste à s'éloigner du site d'emprise de la ville pour retrouver d'autres points hauts (figure 4.2).

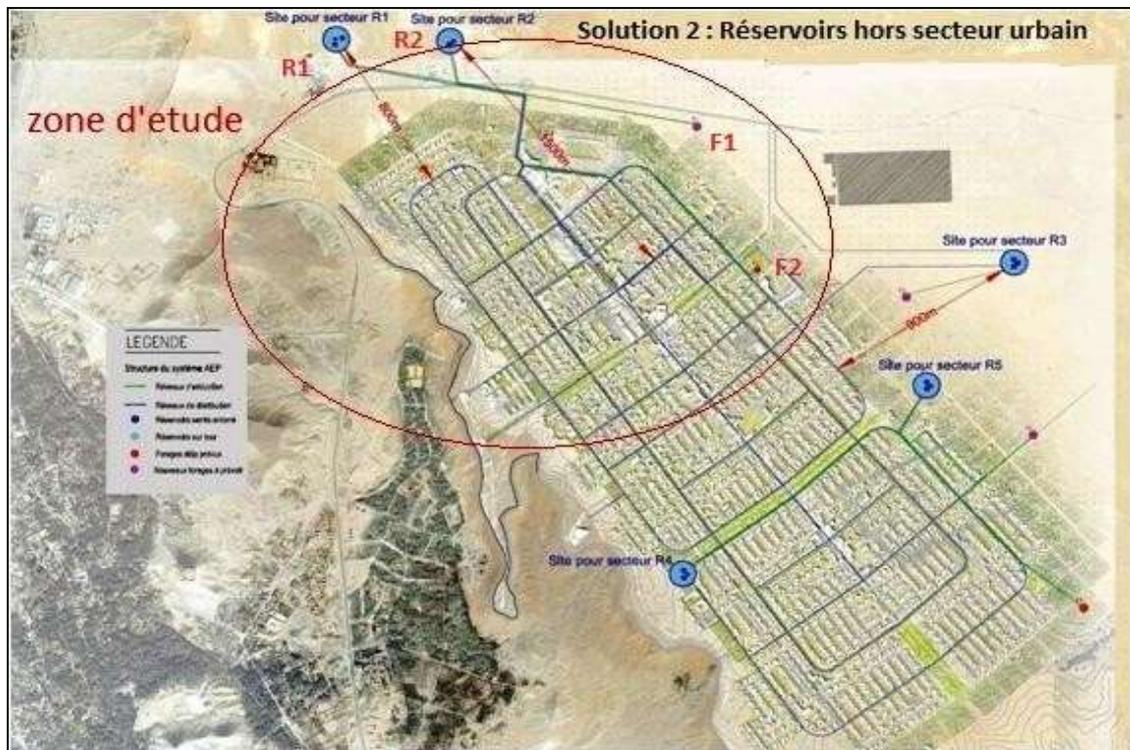


Figure V.4 : Schéma de la deuxième variante proposée.

- **Variante N°2**

La variante N°02, consiste propose quatre étapes :

- L'eau potable est acheminée à partir des forages 2x60 l/s (côte f1 = 442.28.m ; côte f2 = 435.84)

A l'aide d'une conduite gravitaire vers une station de reprise N°01 (côte = 405.02 m).

- De la Station N°01, elle sera pompée vers la Station de reprise N°02 (côte = 534.14 m) à l'aide d'une conduite en refoulement.

- La Station N°02 (côte = 534.14 m) refoule les eaux vers les 2 réservoirs tampons projeté à l'aide d'une conduite en refoulement.

- Le Réservoir tampon N°1 (côte = 670.41 m) et le réservoir tampon N°2 (côte = 663.22 m) projetés distribuent l'eau gravitairement vers le réseau de la nouvelle ville Noumérat.

V.6.2. Critique et choix de variantes

- **Première variante** : En terme technique, il s'agit de la solution la plus simple, car les longueurs d'adduction sont limitées. Par contre, l'insertion paysagère est plus problématique. Cette insertion est possible dans le cadre de programmes architecturaux spécifiques, incluant le château d'eau au cœur même de la construction : belvédère, restaurant panoramique, résidence de standing, développée au cours du château d'eau, etc.
- **Deuxième variante** : Il faut noter que cette solution est limitée, dans le présent contexte,
 - Au nord de la ville, le terrain est très accidenté, avec de nombreux oueds et talwegs. Les gains en termes de hauteur géométrique seraient alors « consommés » par les pertes de charges au passage de ces difficultés.

Il ne faut pas trop s'éloigner des zones de distribution car :

- Ceci générerait des pertes de charges dans le réseau, minimisant le gain en hauteur géométrique,
- De grandes longueurs d'adduction impliqueraient la mise en place de traitement aussi important (pour éviter la décontamination bactérienne)
- Plus les longueurs de canalisation sont importantes, plus les pertes en eau seront importantes.
- Cette adduction implique un surcoût sur le projet.
- Par rapport à la variante 1, cette variante nécessite la pose de 3200 m de canalisation supplémentaire. Il faudra également ajouter des longueurs de liaisons électriques et de voiries du même ordre de grandeur puisque ces sites devront être accessibles et alimentés en électricité.
- Après étude des deux variantes, notre choix s'est porté sur la première variante pour sa simplicité et des nombreux avantages de réalisation que la solution offre.

V.7. Choix de la variante du tracé d'adduction

Le choix de la variante adoptée doit d'abord passer par une étude préliminaire qui va départager les variantes entre elles et bien sûr le choix portera sur celle qui est la plus économique et qui respecte les caractéristiques hydrauliques.

V.7.1. Calcul hydraulique :

V.7.1.1. Méthode de calcul :

a. Cas gravitaire :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (V.1)$$

Avec :

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de frottement ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (V.2)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

$e\epsilon$ Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow \frac{L_{e_s}}{L_g} = 1,15 * \quad (V.3)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Tableau V.1: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau :

	K'	m	β
PEHD	0,001052	4,772	2

Source : www.soudureplastique.ma

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[n]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 1,77$; $m = 4,774$
(les conduites sont en PEHD).

b. Cas de refoulement :

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donné par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonnin}) \quad (\text{V.4})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q}$$

D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m) ;

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

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km.)

V.7.2. Caractéristique de l'adduction :

V.7.2.1. Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{V.5})$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta h_p^{lin} : \text{Pertes de charge linéaires (m).} \quad \sum \Delta h = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V.6})$$

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh}) \quad (\text{V.7})$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2}$$

(Formule de Nikuradzé) (V.8)

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{V.9})$$

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{V.10})$$

R_e : Nombre de Reynolds ;

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m²/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

V.7.2.2. Puissance de pompage :

$$P = \frac{g * H_{mt} * Q}{\eta} \quad (\text{IV.11})$$

P : puissance absorbée par la pompe

(Kw) ; g : Accélération de la pesanteur

(m/s²) ; H_{mt} : Hauteur manométrique

totale (m) ; Q : Débit à refouler (m³/s) ;

η : rendement de la station de pompage (70 %).

V.7.2.3. Energie consommée par le pompage :

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365 \quad (\text{V.12})$$

E : énergie consommée pendant une année

(Kwh) ; P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

V.7.2.4. Amortissement annuel :

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1-0,08)^n - 1} \quad (\text{V.13})$$

A : Frais d'amortissement (DA) ; i : Taux d'annuité ; $i = 8 \%$;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 30$ ans.

A.N : $A = 0,089$

V.7.2.5. Dépense annuelle de l'énergie :

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \quad (V.14)$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh,

Le prix moyen du KWh pendant les 20 heures de pompage est tel que : $\delta = 3.58 \text{ DA}$ (sonalgaz,2020).

Dans notre étude, on est appelé à choisir une adduction mixte (refoulement –gravitaire) à cause de la topographie de la zone du projet pour transférer l'eau à partir de réservoir de beni khalled vers la ville de Nedroma, notre variante proposée nécessite :

- ❖ 4 stations de pompage.
- ❖ 2 cheminées d'équilibre (réservoir de relai).
- ❖ Une brise de charge pour diminuer la charge énorme dans certain tronçon.

V.8. Dimensionnement de l'adduction :

V.8.1. Pour la variante N°1 :

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau V.2 :

Tableau V.2 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.

N°DE TRONÇON	POINT DE DEPART	POINT D'ARRIVEE	DEBIT DES TRONÇONS (M³/S)	LONGUEURS GEOMETRIQUE (m)
1	Forage N°1	SP1	0.06	723.56
2	Forage N°2	SP1	0.06	545.62
3	SP1	SP2	0.12	696.3
4	SP2	Réservoir tampon N°1	0.06	297.4
5	SP2	Réservoir tampon N°2	0.06	216.13

V.8.1.1 Caractéristiques des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau V.3 :

Tableau V .3 : Les altitudes des différents points de l'adduction.

point	Cote de terrain naturel (m)
Forage N°1	442.28
Forage N°2	435.84
SP1	382.51
SP2	506.75
Réservoir tampon N°1	660.91
Réservoir tampon N°2	658.71

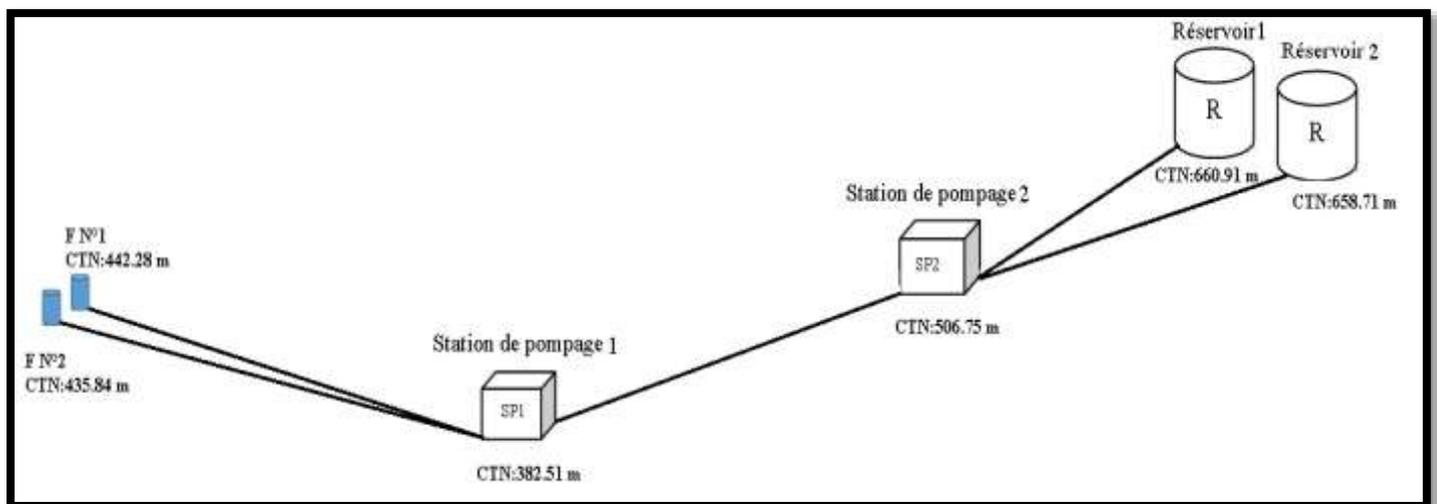


Figure V.1 : Schématisation de système d'adduction.

V.8.1.2 Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

- Pour le tronçon Forage N°1-SP1 :(adduction gravitaire)

Le type d'écoulement est gravitaire, Dans notre cas on calcule la charge disponible entre le réservoir et la bêche d'eau de la station de pompage.

$$H_d = C_{pr} - C_{p,st}$$

Avec :

H_d : La charge disponible.

C_{pr} : Cote de radier de réservoir (m).

$C_{p,st}$: Cote de trop plein de bêche d'eau.(m)

$$H_d = 442.28 - (382.51 + 9.15) = 51.45 \text{ m Avec } : p = 4.14 \text{ m}$$

$$\sum l_i = 723.56 \text{ m donc } : l_e = 810.36 \text{ m.}$$

$$\text{On a } \Delta H = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \text{ donc } : D_{\text{éco}} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

Sachant que : $K' = 0,001052$; $\beta = 1.77$; $m = 4.774$

$$\text{Donc } : D_{\text{éco}} = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 723.56 * (0.06^{1.77})}{51.45}} = 0.229 \text{ m} = 229 \text{ mm.}$$

$$\text{Donc } D_2 < D_{\text{Cal}} < D_1$$

:

$$\text{Tell que : } D_{1\text{int}} = 257.8 \text{ mm, } D_{1\text{ex}} = 315 \text{ mm}$$

$$D_{2\text{int}} = 204.6 \text{ mm, } D_{2\text{ex}} = 250 \text{ mm}$$

❖ La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Avec

:

Q : débit véhiculé par l'adduction

(m^3/s) ; S : section de la canalisation

(m^2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$V = \frac{4 * 0.06}{\pi * (0.2578^2)}$$

$$V = 1.15 \text{ m/s (est acceptable).}$$

Pour le dimensionnement de ce tronçon on prend : $D_{dim}=315\text{mm}$.

❖ **Les frais d'investissement :**

Tableau V.4 : frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre	Prix de ml :(DA)	Longueur (m)	Investissement :(DA)
250	22217,50	723,56	16075694,3

• **Pour le tronçon Forage N°2-SP1 :(adduction gravitaire)**

Le type d'écoulement est gravitaire, Dans notre cas on calcule la charge disponible entre le réservoir et la bêche d'eau de la station de pompage.

$$H_d = C_{pr} - C_{p,st}$$

Avec :

H_d : La charge disponible.

C_{pr} : Cote de radier de réservoir (m).

$C_{p,st}$: Cote de trop plein de bêche d'eau.(m)

$$H_d = 435.841 - (382.51 + 9.15) = 44.08 \text{ m} \quad \text{Avec : } p = 5.18 \text{ m}$$

$$\sum l_i = 545.624 \text{ m} \text{ donc : } l_e = 629.125 \text{ m.}$$

$$\text{On a } \Delta H = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \text{ donc : } D_{\acute{e}co} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

Sachant que : $K' = 0,001052$; $\beta = 1.77$; $m = 4.774$

$$\text{Donc : } D_{\acute{e}co} = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 545.624 * (0.06^{1.77})}{44.08}} = 0.221 \text{ m} = 221 \text{ mm.}$$

$$\text{Donc : } D_2 < D_{Cal} < D_1$$

$$\text{Tell que : } D_{1int} = 257.8 \text{ mm, } D_{1ex} = 315 \text{ mm}$$

$$D_{2int} = 204.6 \text{ mm, } D_{2ex} = 250 \text{ mm}$$

❖ **La vitesse d'écoulement :**

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Avec:

Q : débit véhiculé par l'adduction m^3/s ;

S : section de la canalisation (m^2).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$V = \frac{4 * 0.06}{\pi * (0.2578^2)}$$

$$= 1.15 \text{ m/s (est acceptable).}$$

Pour le dimensionnement de ce tronçon on prend : $D_{\text{dim}}=315\text{mm}$.

- ❖ Les frais d'investissement :

Tableau V.5 : frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre	Prix de ml :(DA)	Longueur (m)	Investissement :(DA)
315	22217,50	545,62	12122312,4

- **Pour le tronçon SP1_SP2 :(adduction par refoulement)**

- ❖ **Dimensionnement de l'adduction par refoulement** : Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

Les stations de reprises sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs de transit.

Le régime de fonctionnement des stations est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

- ❖ **Conduite d'aspiration** : la conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration en dessous de 1.5 m/s.

On calcule la diamètre limite qui correspond à la vitesse 1.5 m/s via l'équation de continuité $Q=V.S$.

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = 0.319 \text{ m} = 319.25 \text{ mm}$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure à 1.5 m/s, il faut augmenter le diamètre d'aspiration.

On opte pour le diamètre $D_{\text{asp}}=355 \text{ mm}$

Vérification :

$$V_{\text{asp}} = Q/S = 4Q/\pi D^2 = 4 * 0.12 / \pi * 0.4^2 = 1.21 \text{ m/s}$$

$V_{\text{asp}} < 1.5 \text{ m/s}$ donc le diamètre est adéquat pour cette adduction.

- ❖ **Conduite de refoulement** :

Le débit d'exploitation de station de pompage N°1 est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation
(m^3/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 8163 \text{ m}^3/\text{j} . t$

: Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp},\text{Sp1}} = \frac{8163}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp},1} = 0.12 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin est :

$$A.N : D_{ec} = \sqrt{120 * 10^{-3}}$$

$$\Rightarrow D_{ec} = 0,346 \text{ m donc } D_{ec} = 355 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **200 et 500 mm**.

❖ **Calcul des frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Tableau V.6 : Variation des HMT en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_s (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
315	696.3	0.12	1.540602	0.012	3.2088	0.3208	3.5297	124	127.52
355	696.3	0.12	1.212983	0.0115	1.6915	0.1691	1.8606	124	125.86
400	696.3	0.12	0.955414	0.011	0.8908	0.089	0.98	124	124.97
500	696.3	0.12	0.611464	0.0108	0.2861	0.0286	0.3153	124	124.31

Tableau V.7 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire Moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
315	0.12	36.389	52.2414543	3.58	381362.616	4784689.23
355	0.12	34.720	49.8453324	3.58	363870.927	4722068.98
400	0.12	33.839	48.5809691	3.58	354641.074	4689026.11
500	0.12	33.175	47.6267458	3.58	347675.244	4664088.43

❖ **Calcul des frais d'investissement :**

Tableau V.8 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

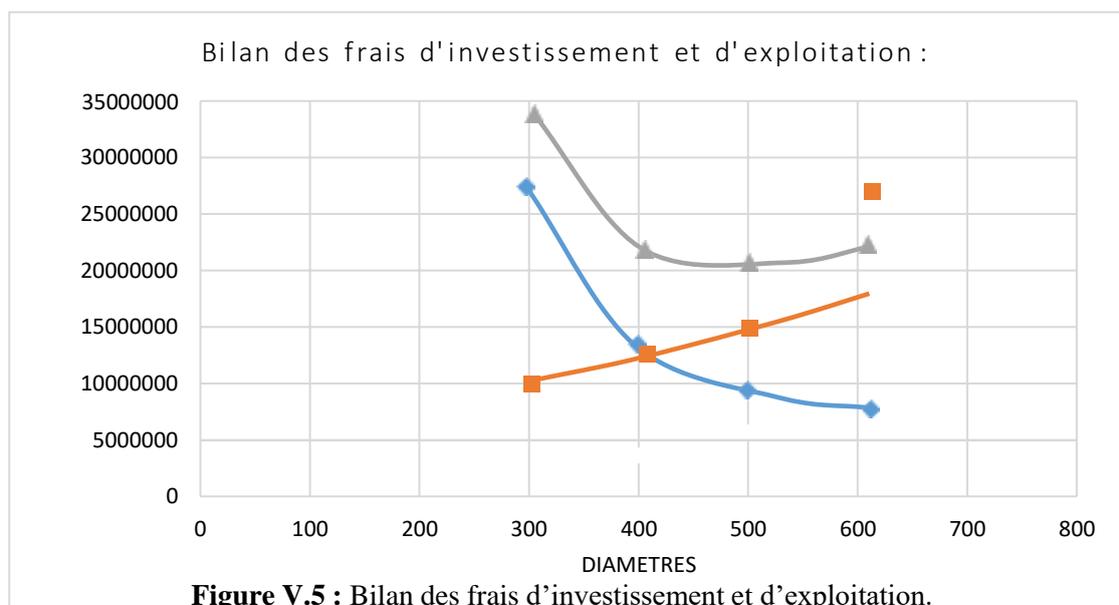
Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
315	663.09	696.3	461709.567	0.089	40999.8095
355	983.83	696.3	685040.829	0.089	60831.6256
400	1 273.73	696.3	886898.199	0.089	78756.5601
500	2 081.77	696.3	1449536.45	0.089	128718.837

❖ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Tableau V.9 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre (mm) :	Exploitation(DA)	Investissement(DA)	TOTAL
315	1365278.17	40999.8095	4825689.04
355	1302657.92	60831.6256	4782900.61
400	1269615.05	78756.5601	4767782.67
500	1244677.37	128718.837	4792807.27

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrédans la figure V.5.



Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation en tenant compte la vitessed'écoulement le diamètre économique est **400 mm** et la vitesse est **0.96 m/s**.

❖ Pour le tronçon SP2_RéservoirN°1 :(adduction par refoulement) :

❖ Conduite d'aspiration :

On calcule la diamètre limite qui correspond à la vitesse 1.5 m/s via l'équation de continuité

$$Q=V.S.$$

$$D=\sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}=0.357 \text{ m}=357.25 \text{ mm}$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure à 1.5 m/s, il faut augmenter le diamètre d'aspiration.

On opte pour le diamètre $D_{asp}=400\text{mm}$

❖ Vérification :

$$V_{asp}=Q/S=4Q/\pi D^2=4*0.12/\pi \times 0.4^2=1.02 \text{ m/s}$$

$V_{asp}<1.5 \text{ m/s}$ donc le diamètre est adéquat pour cette adduction.

❖ Conduite de refoulement :

$$Q_{exp,sp2} = \frac{4061}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp,1} = 0.06 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin est :

$$A.N : D_{ec} = \sqrt{60 \times 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0.245 \text{ m} \text{ donc } D_{ec} = 355 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **315 et 500mm**

❖ Calcul des frais d'exploitation :

Tableau V.10 : Variation des HMT en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit(l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
315	297.4	0.06	0.770	0.012	0.8022	0.8824	148	148.3769
355	297.4	0.06	0.606	0.011	0.4228	0.4651	148	148.19868
400	297.4	0.06	0.477	0.011	0.2227	0.2449	148	148.104638
500	297.4	0.06	0.305	0.010	0.0716	0.0788	148	148.033664

Tableau V.11 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire Moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
315	0.06	148.376 9	106.505663	3.58	777491.338	2783418.99
355	0.06	148.198 68	106.377735	3.58	776557.468	2780075.74
400	0.06	148.104 638	106.310232	3.58	776064.692	2778311.6
500	0.06	148.033 664	106.259286	3.58	775692.791	2776980.19

❖ **Calcul des frais d'investissement :****Tableau V.12** : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
315	663.09	297.4	3060246	0.089	17511.6234
355	983.83	297.4	4772526,5	0.089	25982.0845
400	1 273.73	297.4	7577752	0.089	33638.0884
500	2 081.77	297.4	9581484,5	0.089	54977.7137

❖ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :****Tableau V.13** : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre (mm) :	Exploitation(DA)	Investissement(DA)	TOTAL
315	35744308,09	272361,89	36016669,98
355	19736605,87	424754,8585	19411025,80
400	23619072,91	674419,928	24619072.91
500	18967612,92	852752,12	19820365,04

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure V.6.

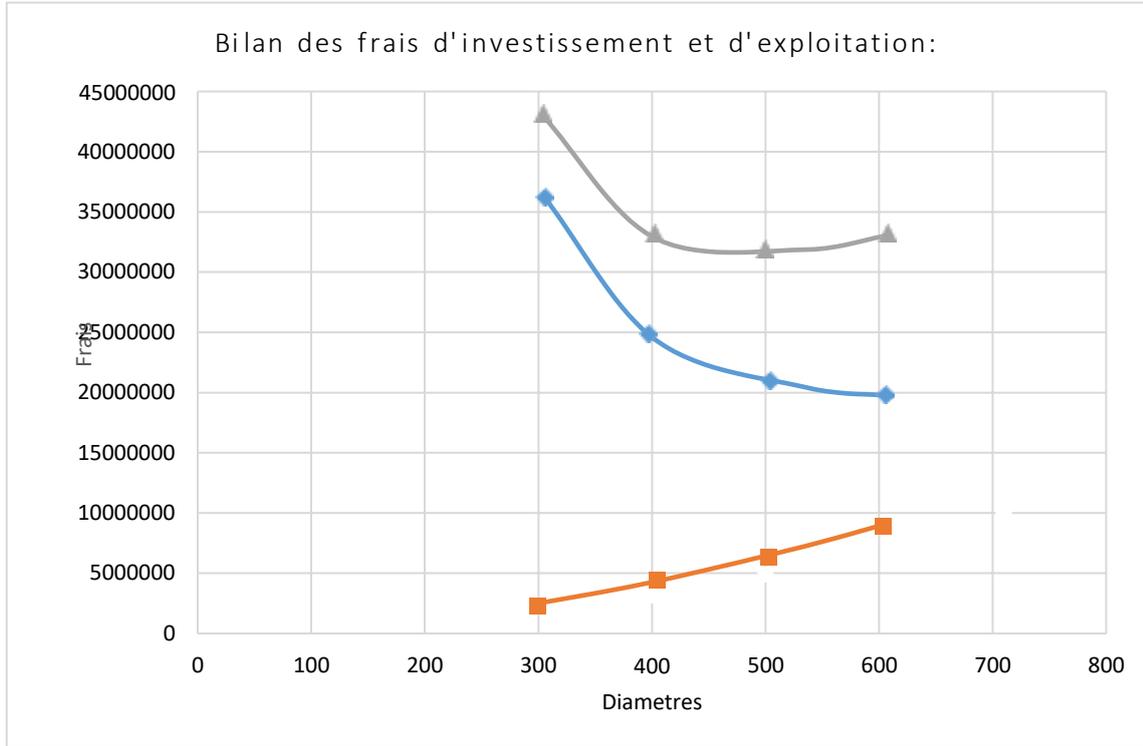


Figure V.6: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation en tenant compte la vitesse d'écoulement le diamètre économique est **355mm** et la vitesse est **1.22 m/s**.

• Pour le tronçon SP2_RéservoirN°2 :(adduction par refoulement) :

❖ Conduite d'aspiration :

On calcule la diamètre limite qui correspond à la vitesse 1.5 m/s via l'équation de continuité

$$Q = V \cdot S$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = 0.375 \text{ m} = 375.25 \text{ mm}$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure à 1.5 m/s, il faut augmenter le diamètre d'aspiration.

On opte pour le diamètre $D_{asp} = 400 \text{ mm}$

❖ Vérification :

$$V_{asp} = Q/S = 4Q/\pi D^2 = 4 \cdot 0.12 / \pi \cdot 0.6^2 = 1.02 \text{ m/s}$$

$V_{asp} < 1.5 \text{ m/s}$ donc le diamètre est adéquat pour cette adduction.

❖ Conduite de refoulement :

$$Q_{exp,sp2} = \frac{4061}{20 \cdot 3600} \Rightarrow Q_{exp,1} = 0.60 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin est :

$$A.N: D_{ec} = \sqrt{60 \cdot 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0.245 \text{ m} \text{ donc } D_{ec} = 355 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **315 et 500mm**

❖ **Calcul des frais d'exploitation :**

Tableau V.14 : Variation des HMT en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit(l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
315	216.13	0.06	4.276	0.012	116.60	134.099	153	284.458
355	216.13	0.06	2.737	0.012	36.640	42.136	153	149.875
400	216.13	0.06	1.724	0.011	11.035	12.690	153	147.875
500	216.13	0.06	1.358	0.011	5.963	6.858	153	146.149

Tableau V.15 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire Moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
315	0.06	274.458	1196.367	3.58	8733479,1	31265855,18
355	0.06	149.981	901.820	3.58	6583286	20 803387,94
400	0.06	142.814	807.507	3.58	5894801,1	23 568 163,88
500	0.06	145.149	788.826	3.58	5758429,8	20615178,68

❖ **Calcul des frais d'investissement :**

Tableau V.16 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
315	10290	216.13	2223977,7	0.089	197934,0153
355	16047.5	216.13	3468346,175	0.089	390 122,3236
400	25480	216.13	5506992,4	0.089	308682,8096
500	32217.5	216.13	6963168,275	0.089	619721,9765

❖ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Tableau IV.17 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre (mm)	Exploitation(DA)	Investissement(DA)	TOTAL
315	31265855,18	197934,0153	31463789,19
355	20 803387,94	390 122,3236	21 193510,26
400	23 568 163,88	308 682,8096	23 876 846,69
500	20615178,68	619721,9765	21234900,66

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure IV.5.

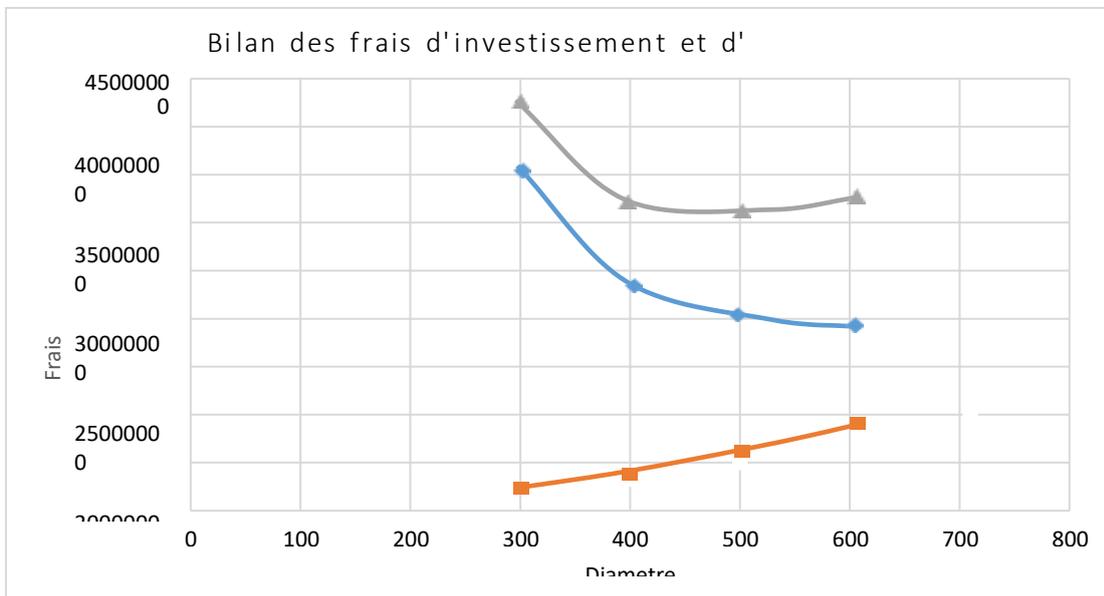


Figure V.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation en tenant compte de la vitesse d'écoulement le diamètre économique est **355 mm** et la vitesse est **1.22 m/s**

V.8.2. Pour la variante N°2

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau V.14 :

Tableau V.18 : Les longueurs des différents tronçons de l'adduction.

N°DE TRONÇON	POINT DE DEPART	POINT D'ARRIVEE	DEBIT DES TRONÇONS (M ³ /S)	LONGUEURS GEOMETRIQUE (m)
1	Forage N°1	SP1	0.06	823.56
2	Forage N°2	SP1	0.06	645.62
3	SP1	SP2	0.12	796.3
4	SP2	Réservoir tampon N°1	0.06	397.4
5	SP2	Réservoir tampon N°2	0.06	316.13

V.8.2.1 Caractéristiques des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau V.15 :

Tableau V .19 : Les altitudes des différents points de l'adduction.

point	Cote de terrain naturel (m)
Forage N°1	442.28
Forage N°2	435.84
SP1	405.02
SP2	534.14
Réservoir tampon N°1	670.41
Réservoir tampon N°2	663.22

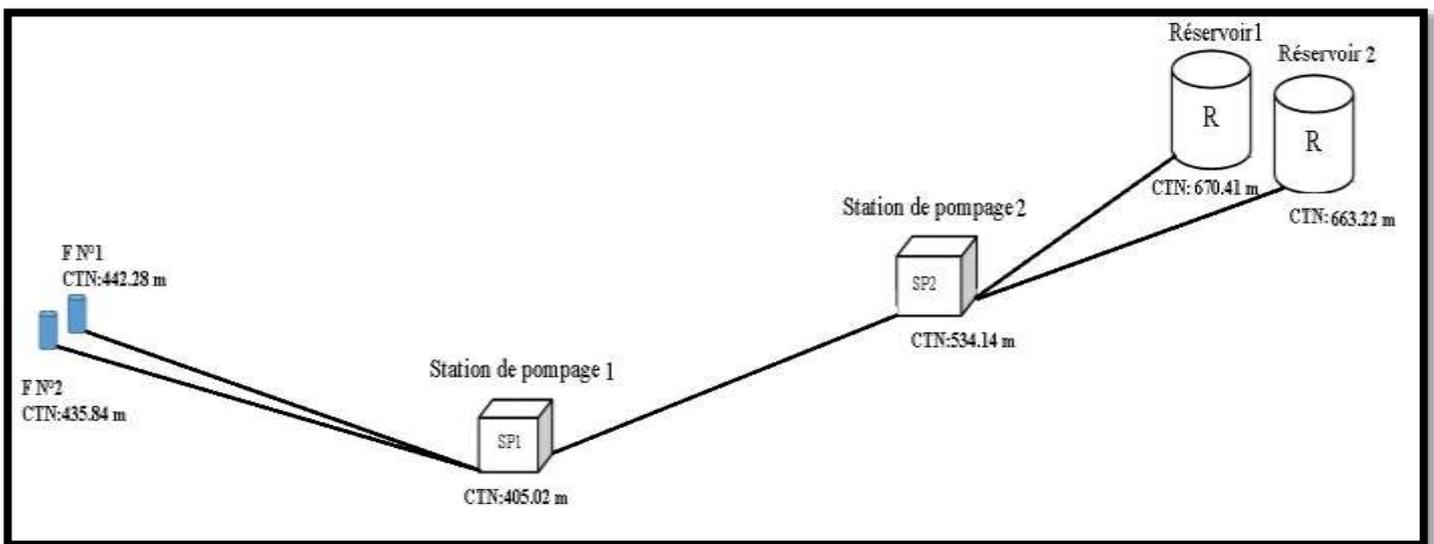


Figure V.2 : Schématisation de système d'adduction.

V.8.2.2. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

- Pour le tronçon Forage N°1-SP1 :(adduction gravitaire)

Le type d'écoulement est gravitaire, Dans notre cas on calcule la charge disponible entre le réservoir et la bêche d'eau de la station de pompage.

$$H_d = C_{pr} - C_{p,st}$$

Avec :

H_d : La charge disponible.

C_{pr} : Cote de radier de réservoir (m).

$C_{p,st}$: Cote de trop plein de bêche d'eau.(m)

$$H_d = 442.28 - (405.02 + 9.15) = 25.11 \text{ m Avec } p = 4.14 \text{ m}$$

$$\sum l_i = 823.56 \text{ m donc } l_e = 910.36 \text{ m.}$$

$$\text{On a } \Delta H = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \text{ donc } D_{\text{éco}} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

Sachant que : $K' = 0,001052$; $\beta = 1.77$; $m = 4.774$

$$\text{Donc } D_{\text{éco}} = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 910.36 * (0.06^{1.77})}{25.11}} = 0.241 \text{ m} = 241 \text{ mm.}$$

Donc : $D_2 < D_{\text{Cal}} < D_1$

Tell que : $D_{1\text{int}} = 257.8 \text{ mm}$, $D_{1\text{ex}} = 315 \text{ mm}$

$D_{2\text{int}} = 204.6 \text{ mm}$, $D_{2\text{ex}} = 250 \text{ mm}$

❖ La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Avec

:

Q : débit véhiculé par l'adduction

(m^3/s) ; S : section de la canalisation

(m^2) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite

(m).

$$V = \frac{4 * 0.05}{\pi * (0.257^2)}$$

$$= 0.96 \text{ m/s (est acceptable)}$$

Pour le dimensionnement de ce tronçon on prend : $D_{\text{dim}}=315\text{mm}$.

❖ Les frais d'investissement :

Tableau V.20 : frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre	Prix de ml :(DA)	Longueur (m)	Investissement :(DA)
315	22217.50	823.56	18297444,3

• Pour le tronçon Forage N°2-SP1 :(adduction gravitaire)

Le type d'écoulement est gravitaire, Dans notre cas on calcule la charge disponible entre le réservoir et la bache d'eau de la station de pompage.

$$H_d = C_{\text{pr}} - C_{\text{p,st}}$$

Avec :

H_d : La charge disponible.

C_{pr} : Cote de radier de réservoir (m).

$C_{\text{p,st}}$: Cote de trop plein de bache d'eau.(m)

$$H_d = 435.841 - (405.02 + 9.15) = 21.67 \text{ m} \quad \text{Avec : } p = 5.18 \text{ m}$$

$$\sum l_i = 645.624 \text{ m} \text{ donc : } l_e = 722.29 \text{ m.}$$

$$\text{On a } \Delta H = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{\text{av}}^m} \quad \text{donc : } D_{\text{éco}} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

Sachant que : $K' = 0,001052$; $\beta = 1,77$; $m = 4,774$

$$\text{Donc : } D_{\text{éco}} = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 722,89 * (0,06^{1,77})}{21,67}} = 0,219 \text{ m} = 219 \text{ mm.}$$

$$\text{Donc : } D_2 < D_{\text{Cal}} < D_1$$

$$\text{Tell que : } D_{1\text{int}} = 257,8 \text{ mm, } D_{1\text{ex}} = 315 \text{ mm}$$

$$D_{2\text{int}} = 204,6 \text{ mm, } D_{2\text{ex}} = 250 \text{ mm}$$

❖ La vitesse d'écoulement :

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi : } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m^3/s) ; $S_{\text{c}} = 0,96 \text{ m/s}$ (est acceptable).

S : section de la canalisation (m^2) ;

$$V = \frac{4 * 0,05}{\pi * (0,257^2)}$$

Pour le dimensionnement de ce tronçon on prend : $D_{\text{dim}}=315\text{mm}$.

❖ **Les frais d'investissement :**

Tableau V.21 : frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre	Prix de ml :(DA)	Longueur (m)	Investissement :(DA)
315	22217.50	645.62	14344062,35

• **Pour le tronçon SP1_SP2 :(adduction par refoulement)**

On calcule la diamètre limite qui correspond à la vitesse 1.5 m/s via l'équation de continuité $Q=V.S$.

$$D = \sqrt[4]{\frac{4Q}{\pi V}} = 0.375 \text{ m} = 375.25 \text{ mm}$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure à 1.5 m/s, il faut augmenter le diamètre d'aspiration.

On opte pour le diamètre $D_{\text{asp}}=400 \text{ mm}$

❖ **Vérification :**

$$V_{\text{asp}} = Q/S = 4Q/\pi D^2 = 4 \cdot 0.12 / \pi \cdot 0.4^2 = 1.02 \text{ m/s}$$

$V_{\text{asp}} < 1.5 \text{ m/s}$ donc le diamètre est adéquat pour cette adduction.

❖ **Conduite de refoulement :**

Le débit d'exploitation de station de pompage N°1 est calculé comme suit :

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max},j}}{t \cdot 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation
(m^3/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{\text{max},j} = 8122 \text{ m}^3/\text{j} \cdot t$

: Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$\text{A.N : } Q_{\text{exp},sp1} = \frac{8163}{20 \cdot 3600} \Rightarrow Q_{\text{exp},1} = 0.12 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin est :

$$\text{A.N : } D_{ec} = \sqrt{120 \cdot 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0,36 \text{ m} \text{ donc } D_{ec} = 400 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **315 et 500 mm**

❖ **Calcul des frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre.

Tableau V.22 : Variation des HMT en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
315	796.3	0.12	4.28	0.012	135.316	155.614	138	219.574
355	796.3	0.12	2.74	0.0115	42.519	48.897	138	108.264
400	796.3	0.12	1.72	0.011	12.805	14.726	138	72.651
500	796.3	0.12	1.36	0.0108	6.920	7.958	138	68.215

Tableau V.19 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire Moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
315	0.12	219.574	1212.521	3.58	7956804,8	27769361,18
355	0.12	108.264	685.028	3.58	3926470,2	13698763,32
400	0.12	72.651	401.258	3.58	2767979,4	9193366,25
500	0.12	68.215	381.479	3.58	2518713,6	8300994,68

❖ **Calcul des frais d'investissement :****Tableau V.20 :** Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
315	10290	796.3	8193927	0.089	729259,50
355	16047.5	796.3	12778624,25	0.089	1137297,56
400	25480	796.3	20289724	0.089	1805785,44
500	32217.5	796.3	25654795,25	0.089	2283276,78

❖ Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Tableau V.21 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre (mm) :	Exploitation(DA)	Investissement (DA)	TOTAL
315	27769361,18	729259,50	28498620,69
355	13698763,32	1137297,56	14836060,87
400	9193366,25	1605785,44	10499151,69
500	8300994,68	2283276,78	10584271,47

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure V.8.

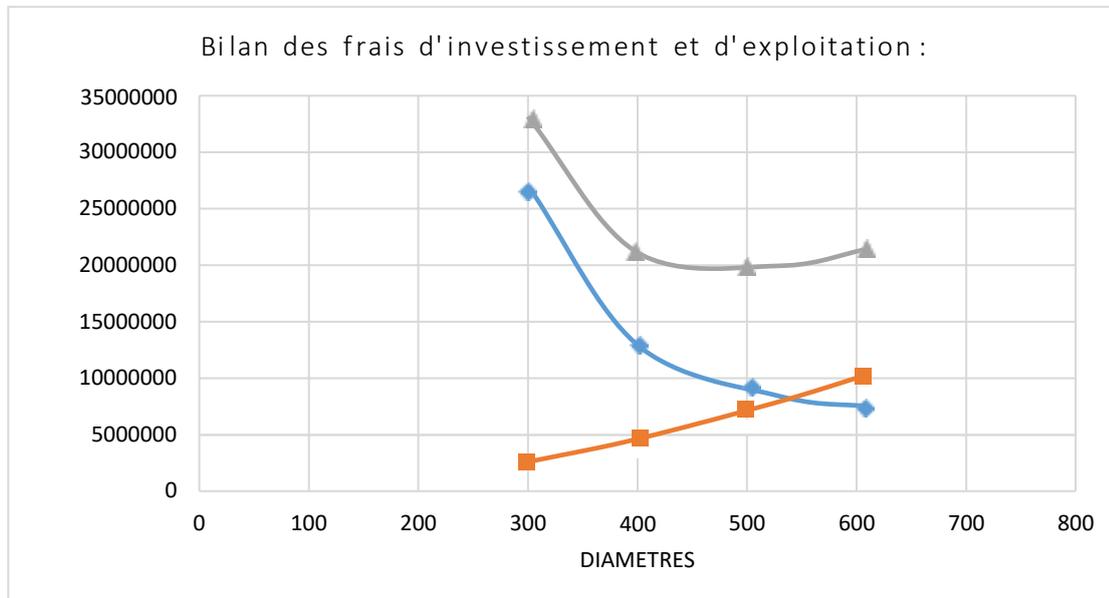


Figure V.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation en tenant compte de la vitesse d'écoulement le diamètre économique est **400 mm** et la vitesse est **1.22 m/s**.

- Pour le tronçon SP2_RéservoirN°1 :(adduction par refoulement) :

❖ Conduite d'aspiration :

On calcule la diamètre limite qui correspond à la vitesse 1.5 m/s via l'équation de continuité

$$Q = V.S.$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = 0.375 \text{ m} = 375.25 \text{ mm}$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure à 1.5 m/s, il faut augmenter le diamètre d'aspiration.

On opte pour le diamètre $D_{asp} = 400 \text{ mm}$

❖ Vérification :

$$V_{asp} = Q/S = 4Q/\pi D^2 = 4 * 0.12 / \pi * 0.4^2 = 1.02 \text{ m/s}$$

$V_{asp} < 1.5 \text{ m/s}$ donc le diamètre est adéquat pour cette adduction.

❖ Conduite de refoulement :

$$Q_{exp}, Q_{exp,sp2} = \frac{4061}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp,1} = 0.06 \text{ m}^3/\text{s};$$

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin est :

$$A.N : D_{ec} = \sqrt{60 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0.245 \text{ m} \text{ donc } D_{ec} = 355 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **315 et 500mm**

❖ **Calcul des frais d'exploitation :**

Tableau V.22 : Variation des HMT en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
315	397.4	0.12	4.276	0.012	112.608	128.099	134	265.099
355	397.4	0.12	2.737	0.012	25.640	37.136	134	172.136
400	397.4	0.12	1.724	0.011	9.035	11.690	134	141.690
500	397.4	0.12	1.358	0.011	4.963	5.858	134	138.858

Tableau V.23 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire Moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
315	0.06	265.099	1365.248	3.58	9884395,52	35386135,96
355	0.06	172.136	899.124	3.58	6509657,76	19471747,16
400	0.06	141.690	751.248	3.58	5439035,52	23304574,78
500	0.06	138.858	723.457	3.58	5237828,68	18751426,67

❖ **Calcul des frais d'investissement :**

Tableau V.24 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
315	10290	397.4	4089246	0.089	363942,894
355	16047.5	397.4	6377276,5	0.089	72577,6085
400	25480	397.4	10125752	0.089	901191,928
500	32217.5	397.4	12803234,5	0.089	1139487,871

❖ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Tableau V.25 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre (mm) :	Exploitation(DA)	Investissement(DA)	TOTAL
315	35386135,96	363942,894	35750078,86
355	19071747,16	727577,6085	19372939,09
400	23304574,78	567577,6085	28372939,09
500	18751426,67	1139487,871	19890914,54

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure V.9.

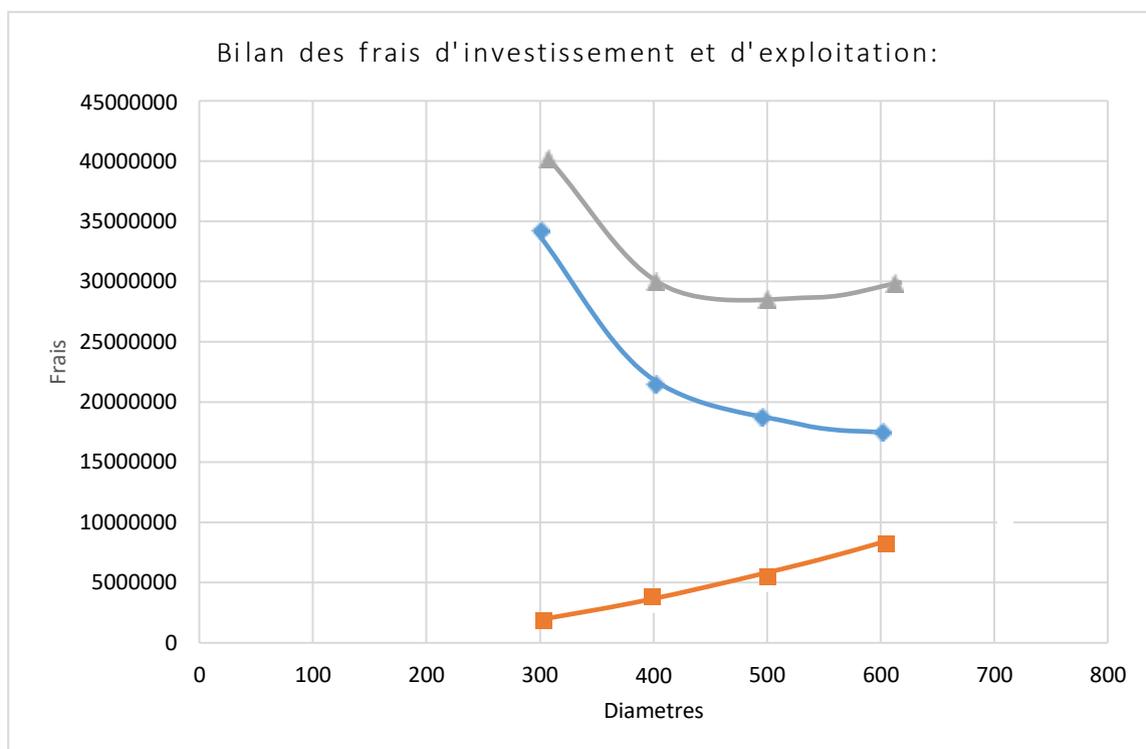


Figure V.9 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation en tenant compte la vitesse d'écoulement le diamètre économique est **355 mm** et la vitesse est **1.22 m/s**.

• Pour le tronçon SP2_RéservoirN°2 :(adduction par refoulement) :

❖ Conduite d'aspiration :

On calcule la diamètre limite qui correspond à la vitesse 1.5 m/s via l'équation de continuité

$$Q=V.S.$$

$$D=\sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}=0.375 \text{ m}=375.25 \text{ mm}$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure à 1.5 m/s, il faut augmenter le diamètre d'aspiration.

On opte pour le diamètre D_{asp}=**400mm**

❖ Vérification :

$$V_{asp}=Q/S=4Q/\pi D^2=4*0.12/\pi \times 0.6^2=1.02 \text{ m/s}$$

V_{asp}<1.5 m/s donc le diamètre est adéquat pour cette adduction.

❖ Conduite de refoulement :

$$Q_{exp,sp2} = \frac{4061}{20*3600} \Rightarrow Q_{exp,1} = 0.06m^3/s ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin est :

$$A.N : D_{ec} = \sqrt{60*10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0.245 \text{ m} \text{ donc } D_{ec} = 355 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **315 et 500mm**

❖ Calcul des frais d'exploitation :

Tableau V.26 : Variation des HMT en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_{lin} (m)	ΔH_{totale} (m)	Hg (m)	HMT (m)
315	316.13	0.06	4.276	0.012	111.608	124.099	132	264.157
355	316.13	0.06	2.737	0.012	24.640	35.136	132	171.247
400	316.13	0.06	1.724	0.011	8.035	10.690	132	139.624
500	316.13	0.06	1.358	0.011	4.063	5.458	132	137.548

Tableau V.27 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Débit (l/s)	HMT (m)	Puissance (KW)	Prix unitaire Moyen (DA)	Consommation Annuelle (KWh)	Dépenses annuelles (DA)
315	0.06	264.157	1364.258	3.58	9759083,4	34937518,57
355	0.06	171.247	902.149	3.58	6385687,7	18392355,02
400	0.06	139.624	754.127	3.58	5305127,1	22860761,97
500	0.06	137.548	724.289	3.58	5087309,7	18212568,73

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation en tenant compte la vitesse d'écoulement le diamètre économique est **315 mm** et la vitesse est **1.22 m/s**.

❖ **Calcul des frais d'investissement :**

Tableau V.28 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
315	10290	216.13	2223977,7	0.089	197934,015
355	16047.5	216.13	3468346,175	0.089	308682,810
400	25480	216.13	5506992,4	0.089	516328.213
500	32217.5	216.13	6963168,275	0.089	619721,976

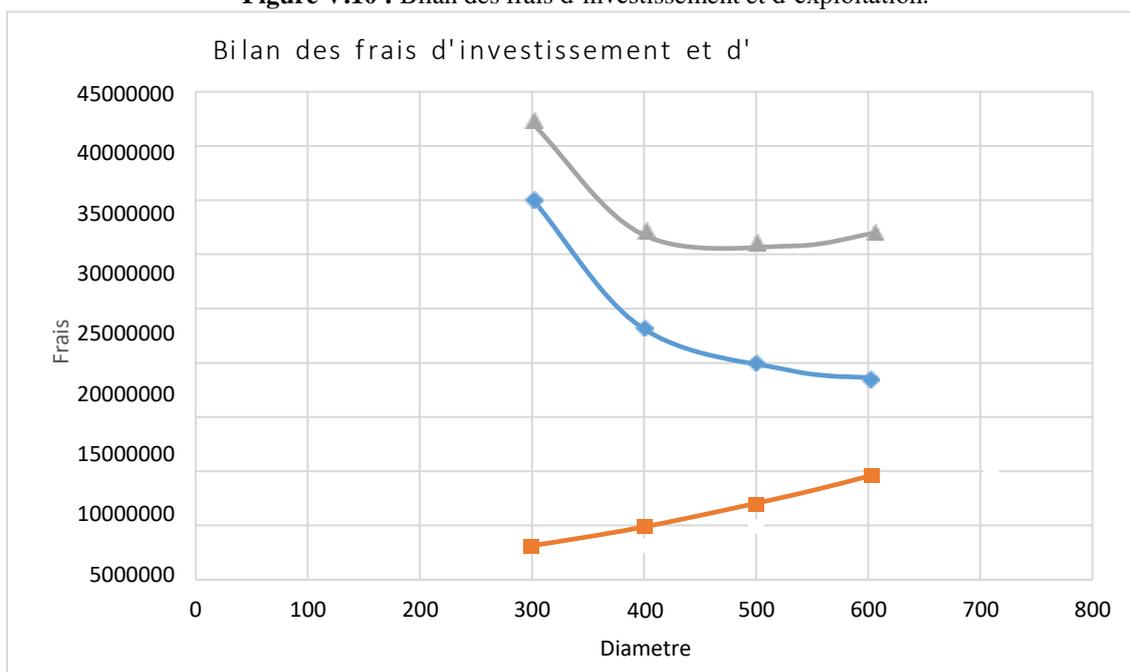
❖ **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Tableau V.29 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre (mm) :	Exploitation(DA)	Investissement(DA)	TOTAL
315	34937518,57	197934,015	35135452,587
355	18392355,02	308682,810	18782477,342
400	22860761,97	516328.213	19782477,342
500	18212568,73	619721,976	18832290,702

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure V.10.

Figure V.10 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.



❖ **Bilan total des frais de réalisation :****Tableau V.30:** Bilan total des frais d'Investissement et d'exploitation d'adduction.

N°de tronçon :	Point de départ :	Point d'arrivée :	Diamètre : (mm)	Le prix de réalisation Variante N°1:(DA)	Le prix de réalisation Variante N°2:(DA)
1	Forage N°1	SP1	315	160.756.94,3	18297444,3
2	Forage N°2	SP1	315	12122312,4	14344062,35
3	SP1	SP2	400	10172379,69	10499151,69
4	SP2	Réservoir tampon N°1	355	19411025,8	19372939,09
5	SP3	Réservoir tampon N°2	355	21193510,26	18782477,34
Total				79899228,15	81296074,77

Interprétation

La variante retenue est donc la première qui comprend deux tronçons gravitaires F1-SP1 et F2-SP1 sur une distance de 723.56 m et 545.62 m (diamètre 315 mm) et un tronçon en refoulement à l'aide de deux station de pompage vers les deux réservoirs tampons placés à la cote 660.91 m et 658.71m sur une distance de 297.4 m et 216.13 m (diamètre 400mm et 355mm).

Conclusion

Une étude technico-économique a été faite dans ce chapitre afin de déterminer le diamètre approprié des conduites d'adduction par refoulement projetées dans le cadre de ce projet de fin d'études.

Cette étude technico-économique a pris en considération à la fois les frais d'amortissement et les frais d'exploitation ce qui a permis une meilleure estimation des diamètres.

Chapitre VI

Etude de pompage

Introduction

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix du système pompage idéal adapté à l'usage de notre projet, ce qui nous permettra donc d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des trois stations de pompage projetées le long de l'adduction. Cette étude comprendra le dimensionnement des pompes et le choix des moteurs qui vont avec, ainsi que le réglage et le calage de chaque pompe.

VI.1. Définition

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide, ce sont des machines permettant l'élévation de l'eau d'un point bas vers un point plus haut et ceci grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique, elles sont construites pour assurer un débit Q à élever à une hauteur H . Elles transmettent au courant liquide qui les traverse une puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever d'une zone de basse pression vers une zone de haute pression.

VI.2. Type de pompe

Il existe une multitude de types de pompes, leur choix est tributaire du débit à refouler et de la hauteur manométrique totale d'élévation, ce choix se fait à l'aide de catalogue formalisés ou numérisés donnant le type de pompe pouvant assurer le débit et la hauteur manométrique totale d'élévation a nous donc de choisir celle offrant un meilleur rendement. Nous dénombrons trois (03) grandes familles de pompes :

- Les pompes centrifuges.
- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes.

Notre cas se portera sur les pompes centrifuges parce qu'elles ont :

- Un bon rendement.
- La simplicité de leur installation et leur fonctionnement.
- Un Coût réduit.
- Leur couplage peut se faire en série ou en parallèle.
- Ne nécessitent qu'une légère maintenance et un entretien très simple.

VI.2.1. Les pompes centrifuges

- Elles sont munies d'une turbine ou rotor, immergé dans le liquide.

Le liquide pénètre dans la pompe par un orifice situé à proximité de l'axe du rotor.

Ce dernier, chasse le liquide sous haute pression vers les extrémités des aubes fixes.

- Le rotor donne une vitesse relativement importante au liquide. Cette énergie cinétique est convertie en force de pression dans la partie fixe de la pompe ou diffuseur.
- Dans les pompes à haute pression, de nombreux rotors peuvent être montés en séries.
- Le rotor doit être amorcé avant de pouvoir fonctionner : il doit être rempli de liquide lorsque la pompe est lancée. Nous pouvons réaliser cela en plaçant un clapet de retenue dans le tuyau d'aspiration.
- Ce clapet retient le liquide dans la pompe lorsque le rotor est à l'arrêt. S'il n'y a pas de clapet, la pompe doit être amorcée par un apport extérieur du liquide, par décharge à partir d'un réservoir. Une pompe centrifuge est souvent munie d'une valve placée dans le tuyau d'évacuation pour contrôler le débit et la pression.

VI.3. Disposition et installation d'une pompe centrifuge

Le schéma d'installation d'une pompe centrifuge dépend de la ressource et des Caractéristiques du site où elle est installée.

Mais les cas les plus existants, se rattachent à l'une des trois dispositions ci-après:

- Disposition avec pompe en charge.
- Disposition avec pompe en aspiration.
- Disposition avec pompe en siphon.

V.3.1. Pompe installée en charge

C'est la disposition la plus souhaitable si elle est possible, le plan d'eau d'aspiration est supérieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement nous installerons deux manomètres une à l'aspiration et l'autre au refoulement, nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les stations de pompage en aval d'un barrage, dans les stations de reprise en aval d'un réservoir etc. l'amorçage des pompes est sans problème, c'est-à-dire que l'eau entre spontanément dans la pompe sans difficulté.

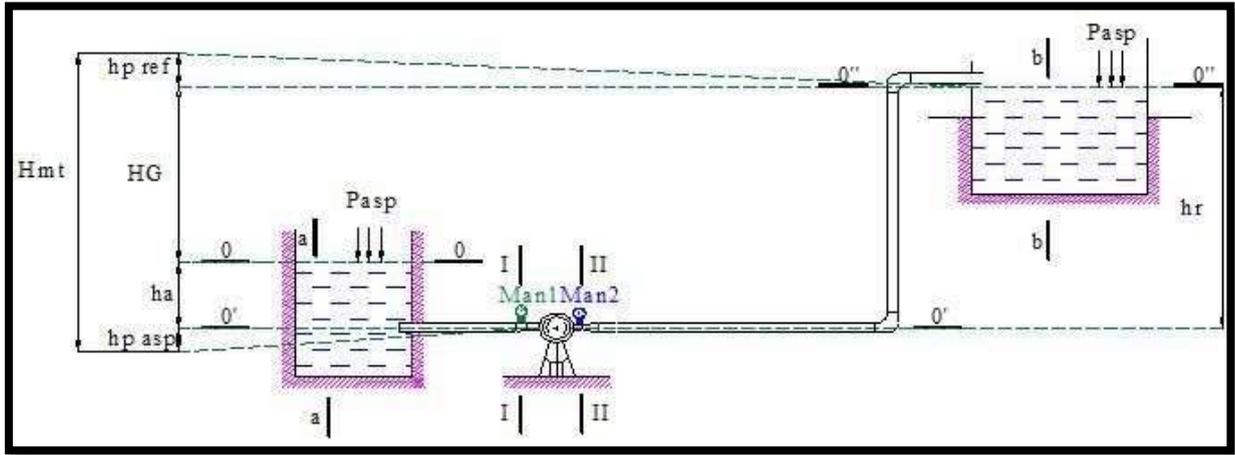


Figure VI.1: Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge

V.3.2. Pompe installée en aspiration

Dans cette disposition, le plan d'eau d'aspiration est inférieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement, nous installerons un vacuomètre à l'aspiration et un manomètre au refoulement, un dispositif d'amorçage est nécessaire (ballon et pompe à vide), les pompes doivent avoir une faible NPSHr.

Nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les puits, dans les rivières etc

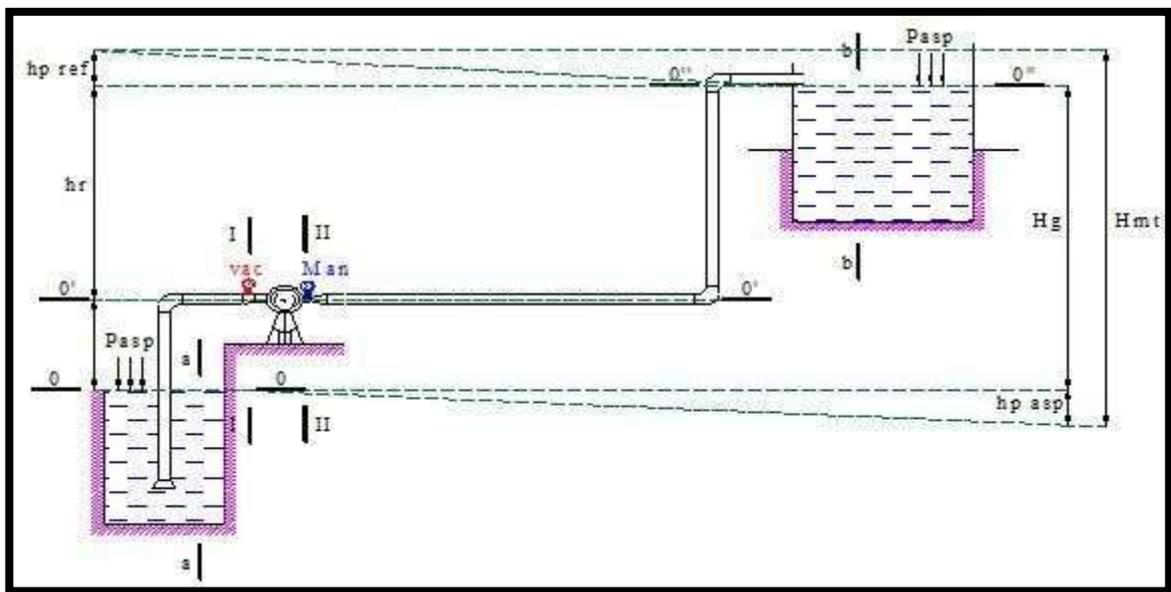


Figure VI.2: Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration

VI.4. Choix du type de la pompe

Le type de la pompe est choisi de façon à:

- Assurer le débit et la hauteur manométrique demandée désirée.
- Avoir un meilleur rendement.
- Avoir une puissance absorbée minimale.
- Avoir une vitesse de rotation élevée.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Répondre à la construction économique du bâtiment.
- Fabriquée en série désirée (de préférable).

VI.5. Choix du nombre de pompe

Pour choisir le nombre convenable de pompes, nous devons aboutir à un :

- Nombre minimal de pompes.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- (NPSH)_r minimal.

VI.6. Choix de l'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage.
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible.
- Il faut respecter les normes : distance minimale entre la station de pompage un aéroport et une prise d'eau doit être 30 km.
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.
- Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de:
 - Prévoir L'accès à tous les ouvrages.
 - Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
 - Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'envir

VI.7. Couplage des pompes

Dans le cas où la pompe placée dans la station de pompage ne fournit pas le débit et la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu, nous ferons appel au couplage des pompes.

Le couplage des pompes se fait soit en série dans le cas où la charge fournie par une seule pompe est insuffisante, ou en parallèle dans le cas où le débit fourni par une seule pompe est insuffisant.

VI.7.1. Couplage en parallèle

Dans ce cas :

- Chaque conduite de refoulement abouti à un collecteur général commun.
- Le débit du collecteur commun sera composé de la somme des débits de chaque pompe.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit variable à une hauteur constante.

VI.7.2. 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.
- Ce type de couplage est utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à une hauteur importante.

VI.8. Courbes caractéristiques des pompes

Pour chaque groupe des pompes choisies, nous distinguons les courbes caractéristiques suivantes : [H-Q], [P_{abs}-Q], [η_p-Q], [(NPSH)_r-Q]

VI.9. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement

Nous appelons par courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge total en fonction du débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

R : Résistance de la conduite (s².m⁻⁵)

Elle est donnée par :

$$R = \frac{(8 \times \lambda \times L)}{(g \times \pi^2 \times D^5)} \dots\dots\dots(VI.2)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge. L:

Longueur de la conduite (m).

g: Accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$)

D: Diamètre de la conduite (m).

VI.10. Point de fonctionnement des pompes

Choisir la bonne pompe ne suffit pas pour juger son bon fonctionnement, il faut compléter ce choix par la détermination du point de fonctionnement Afin d'orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydraulique, et tracer la courbe de la conduite de refoulement et celle de la pompe qui est donnée par le constructeur sur le catalogue.

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] donnée par le constructeur ou par les essais de pompage et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [Hc-Q] déterminée par l'installateur de la 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 la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal.

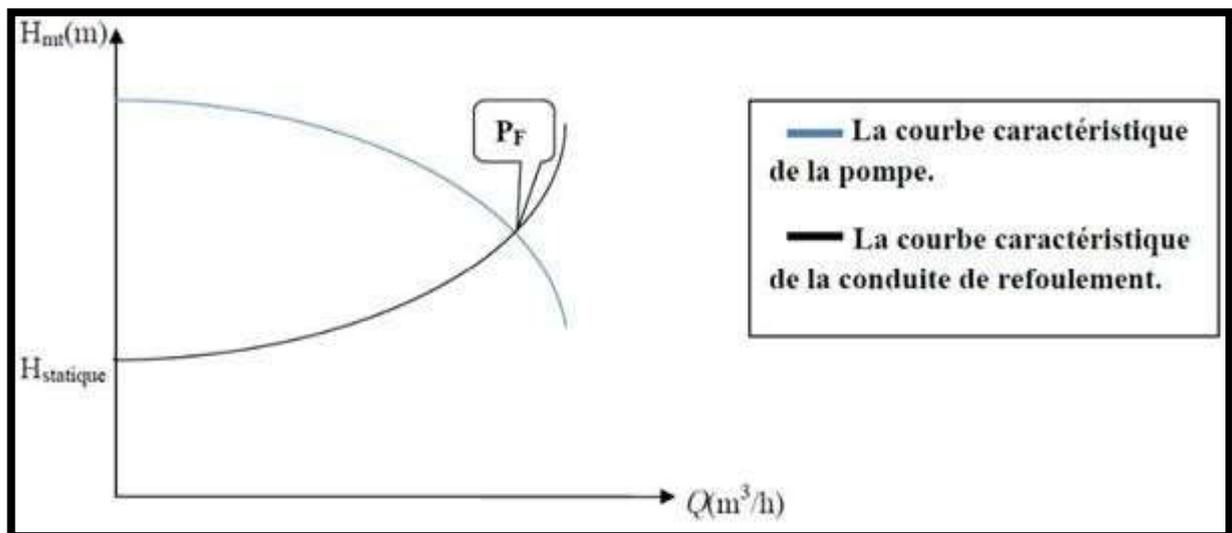


Figure VI.3 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement

VI.11. Modes de réglage

Selon que le débit demandé ou appelé, soit plus petit ou plus grand que celui qui est disponible, nous distinguons les modes de réglage suivants :

VI.11.1. Débit disponible > Débit appelé

Si le débit pompé est supérieur à la demande nous corrigerons cet excès par un des modes de réglage suivants :

- **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c'est la fermeture partielle du robinet Vanne de refoulement.

Le rendement de l'installation après vannage est tel que :

$$\eta_{inst, ap, van} = \eta_{inst, av, van} \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \quad (V.4)$$

$\eta_{inst, ap, van}$: rendement de l'installation après le vannage (%);

$\eta_{inst, av, van}$: rendement de l'installation avant le vannage (%);

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m);

h_v : différence entre la hauteur H'_c et la hauteur appelée

$$h_v = H'_c - H_{app} \quad (V.5)$$

- **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

- **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** :

en augmentant les singularités (des diffuseurs, des rétrécissements brusques, des coudes..etc).

- **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.
- **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques.
Cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires.

On utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (VI.6)$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Après le rognage, le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante:

$$d = d_{ex} \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (VI.7)$$

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ; d_{ex} : diamètre extérieur de la roue avant le

rognage;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

- Rendement de rognage

$$R = (1-m)*100$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} \quad (VI.8)$$

Remarque : Si le rendement de rognage est inférieur à 15% alors le rognage est efficace.

VI.11.2. Débit disponible < Débit appelé

Dans le cas où le débit fourni par la pompe est inférieur au débit demandé,

les techniques qui nous permettent le réglage du débit sont les suivants :

1. **Qualitatif**: augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
2. **Changement de type de pompe.**
3. **Couplage des pompes.**

En définitif, les différents modes de réglage sont étudiés afin d'opter pour le mode Occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

VI.12. Cavitation

- La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.
- Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) : elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur condensation. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars).
- La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences :
 - ✓ Erosions du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes des turbines des pompes centrifuges.
 - ✓ Augmentation du bruit et des vibrations générées par la pompe.
 - ✓ Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.
- Le critère qui sert à définir la pression nécessaire à l'aspiration pour obtenir un bon fonctionnement de la pompe, c'est à dire pour maintenir en tout point du fluide une pression supérieure à la pression de vapeur saturante, est le «NPSH » sigle de l'abréviation anglo-saxonne de« Net Positive Section Head ». Cette caractéristique, donnée par le constructeur est qualifiée de « NPSH requis », tient compte en particulier de la chute de pression que subit le fluide lors de son accélération à l'entrée de la roue.
- La pompe ne fonctionnera correctement que si la pression totale à l'entrée PA est supérieure à la somme $p^{\circ} + \text{NPSH requis}$. Nous appelons « NPSH disponible » la différence entre la pression totale à l'entrée et la pression de vapeur saturante. Il faut donc respecter la condition :

$$\text{NPSH disponible} > \text{NPSH requis}$$

Pour cela il faut :

- Préférer si possible les montages de pompes en charge.
- Eviter de transporter des liquides à des températures trop élevées.
- Eviter une alimentation à partir d'un réservoir sous pression réduite.
- Diminuer les pertes de charge du circuit d'aspiration.

Si ces conseils ne peuvent être appliqués en raison des exigences du procédé, il ne reste plus qu'à trouver une pompe dont les caractéristiques montrent des valeurs de N.P.S.H requis suffisamment faibles.

VI.14. Moteur d'entraînement :

VI.14.1. Définition

Un moteur est un dispositif permettant d'effectuer un mouvement de rotation, de translation, ou d'ascension, à partir d'une énergie qui peut être chimique, électrique ou thermique.

VI.14.2. Choix du moteur

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur :

- Puissance du moteur absorbée.
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale.
- Tension d'alimentation du moteur.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (VI.1) :

N	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	112.8	70	MEC-A3/100A	77.9	2920	1	300	9.46
2	56.4	70	PML 150/8C	80.3	2920	1	307	6.2
3	37.6	70	-	-	-	-	-	-
4	28.2	70	-	-	-	-	-	-
5	22.6	70	PM 100 / 2E	69.9	3380	2	55	3.55

Tableau VI.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

VI.14.3. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N \text{ moteur} = N \text{ pompe (+/-) } 200 \text{ tr/mn} \dots \dots \dots (\text{VI.9})$$

VI.15. Application à l'adduction de la nouvelle ville Noumérat:

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes appelé CAPRARI.

Dans notre projet, chaque station de pompage doit refouler un même débit total journalier de 8121.6m³/j pendant 20 heures, donc un débit horaire 406 m³/h donc 112.8 l/s et pour des valeurs de Hmt 69.73m.

VI.15.1. Station de pompage n°1:

A partir du tableau, on déduit que la variante de cinq pompe donne les meilleures performances, (Meilleur rendement ; Puissance absorbée, et nombre de pompes en parallèle et aussi (NPSH)_r).

On opte pour un nombre de pompe de 05 en plus d'une 02 pompe de secours.

Ces sept pompes sont identiques de type **PM 100 / 2D**

VI.15.1.1. Description de la pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut.
- Corps d'aspiration à bouche orientable.
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
- Double palier.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.

VI.15.1.2. Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 60 Hz
- Tension nominale : 460V
- vitesse nominale : 3500 tr/min
- Nombre de pôles : 5
- Puissance nominal : 55 Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

Tableau VI.2 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP1

Données techniques	Caractéristiques
Q	22.6 l/s
H	70m
n. poles	5
Fréquence	60 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	55 kW
Tension	460 V
Diamètre refoulement	DN 100
Raccord d'aspiration	DN125

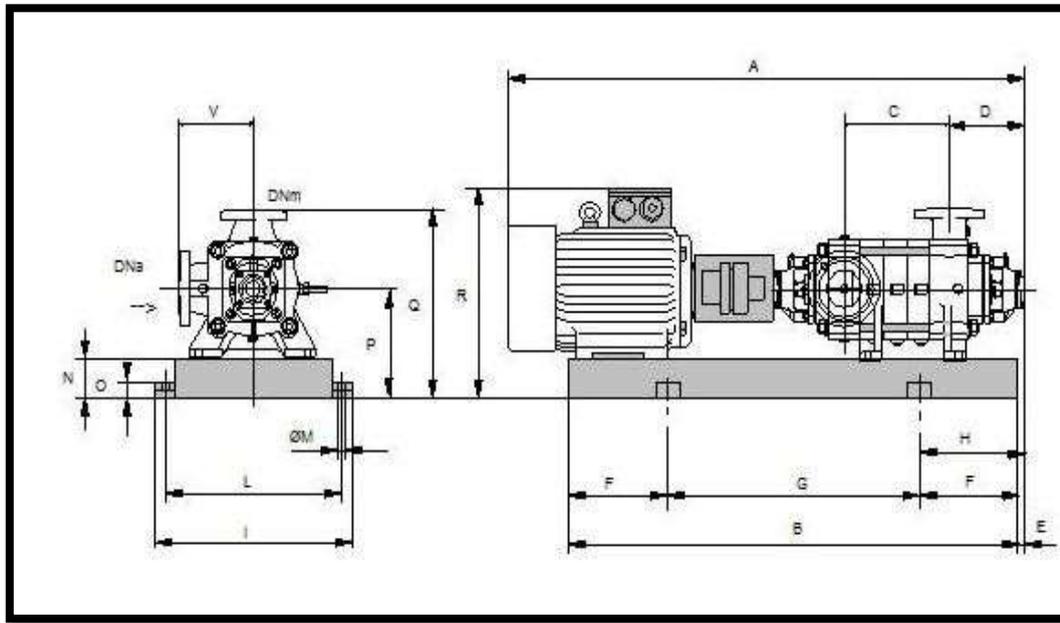
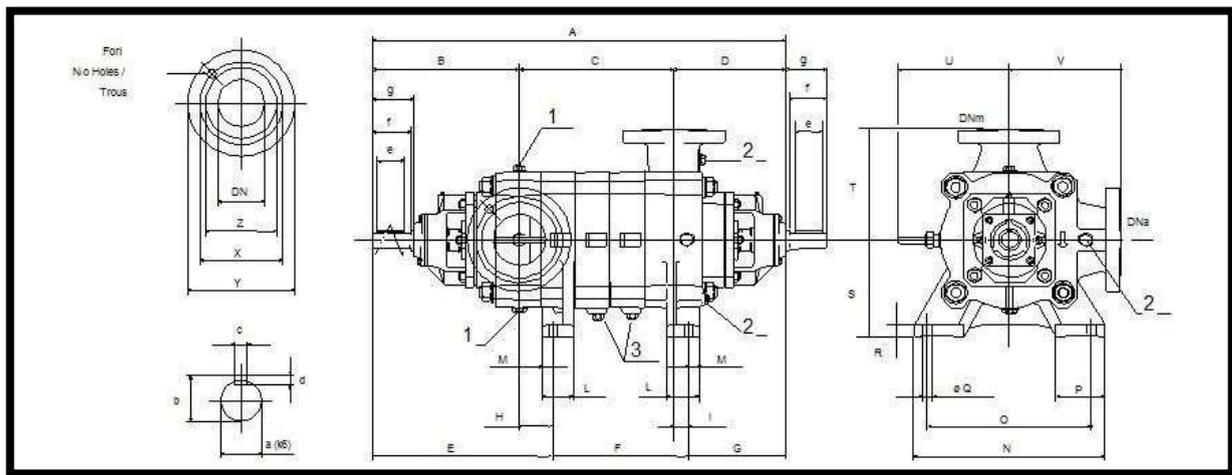


Figure VI.4 : Schéma de la pompe PM 100 / 2E

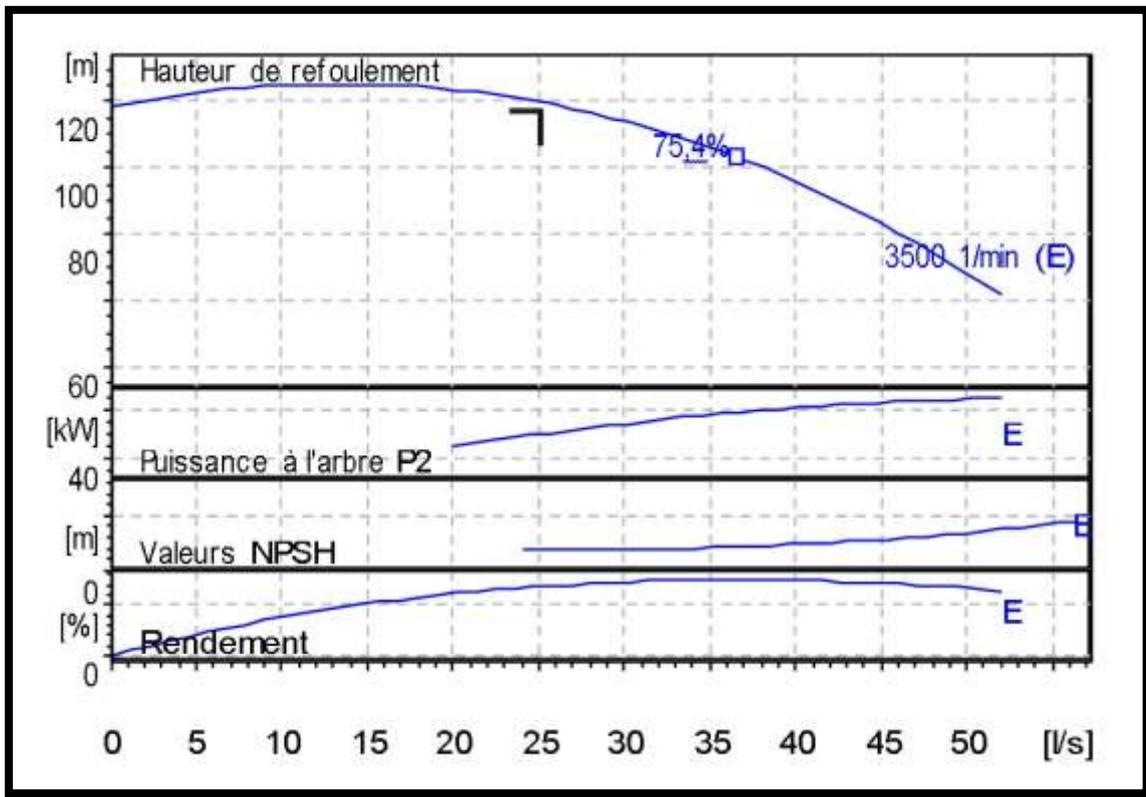


Dimensions						
a = 35	D = 293	E = 419	H = 54	No = 8	T = 270	Y_s = 270
A = 828	d = 8	e = 70	I = 33	O = 400	U = 275	Z_d = 160
B = 365	d_d = 22	F = 149	L = 85	P = 117	V = 270	Z_s = 188
b = 38	d_s = 22	f = 90	M = 32	Q = 24	X_d = 190	
c = 10	DNa = 125	g = 104	N = 460	R = 30	X_s = 220	
C = 170	DNm = 100	G = 260	No = 8	S = 225	Y_d = 250	

Figure VI.5 : Schéma et dimensions de la pompe PM 100 / 2E

VI.15.1.3. Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe : [H-Q], [Pabs-Q], [η_p -Q], [(NPSH)_r-Q]



Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (VI.6)

Figure VI.6.Les courbes caractéristiques de la pompe

VI.15.1.4. Courbe caractéristique de la conduite

Tableau VI.3.Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (l/s)	5Q (l/s)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	$\Delta h_{p\text{lin}}$ (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	124	696,3	400	0,016405275	0,00	0,00	124,00
2	5	25	124	696,3	400	0,016405275	1,05	1,15	125,15
3	10	50	124	696,3	400	0,016405275	4,19	4,61	128,61
4	15	75	124	696,3	400	0,016405275	9,43	10,37	134,37
5	20	100	124	696,3	400	0,016405275	16,77	18,44	142,77
6	25	125	124	696,3	400	0,016405275	26,20	28,82	152,82
7	30	150	124	696,3	400	0,016405275	37,73	41,50	165,50

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la (figure VI.7)

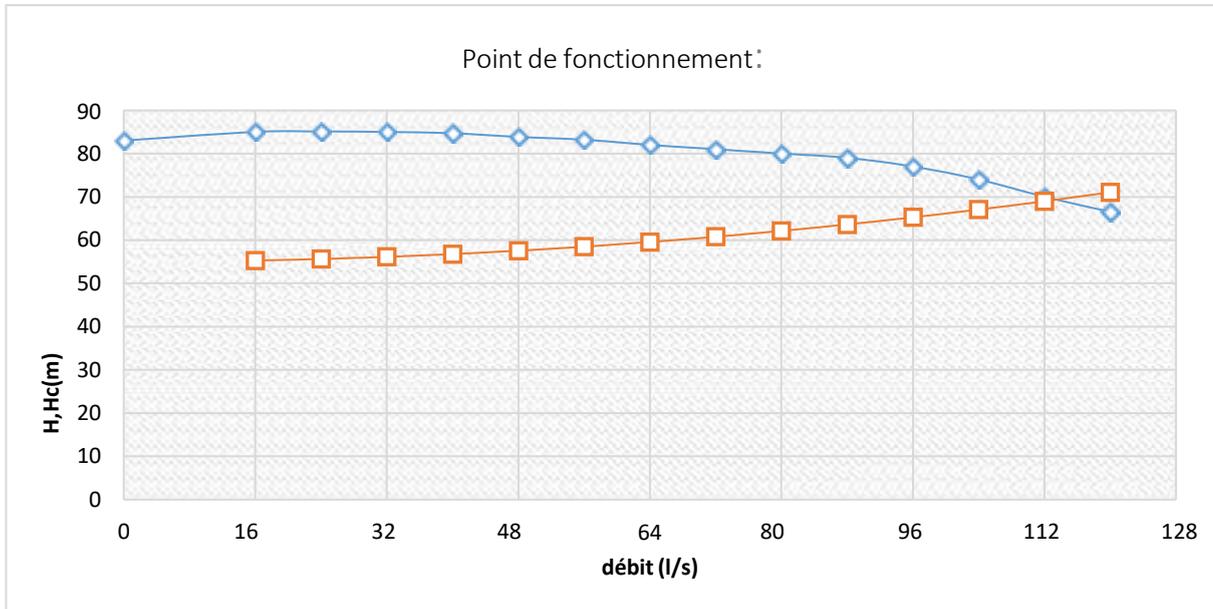


figure VI.7 : Point de fonctionnement des pompes de SP1.

Le débit de la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont:

$$Q_{pf} = 112.8 \text{ l/s} < Q_{app} = 120 \text{ l/s}$$

$$H_{pf} = 69 \text{ m} < H_{app} = 70 \text{ m}$$

VI.15.2. Station de pompage n°2 :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (VI.4) :

N	Q appelé (l/s)	HMT appelé e(m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	112.8	150	MEC- A3/100A	77.9	2920	1	30 0	9.46
2	56.4	150	MEC- A3/100B	80.3	2920	1	30 7	8.4
3	37.6	150	-	-	-	-	-	-
4	28.2	150	PML 150/8C	77.8	1450	1	72 8	6.2
5	22.6	150	PM 100 / 2D	70.4	3360	2	75	3.51

Tableau VI.4: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

A partir du tableau, on déduit que la variante de cinq pompe donne les meilleures performances, (Meilleur rendement ; Puissance absorbée, et nombre de pompes en parallèle et aussi (NPSH)_r).

On opte pour un nombre de pompe de 05 en plus d'une 02 pompe de secours.

Ces sept pompes sont identiques de type **PM 100 / 2D**

VI.15.2.1. Description de la pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal.
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte.
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut.
- Corps d'aspiration à bouche orientable.
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
- Double palier.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.

VI.15.2.2. Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 60 Hz
- Tension nominale : 460V
- vitesse nominale : 3500 tr/min
- Nombre de pôles : 5
- Puissance nominal : 75 Kw
- Courant nominal : -A
- Type de moteur : 3~

Tableau VI.5 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP2

Données techniques	Caractéristiques
Q	22.6 l/s
H	150 m
n. poles	5
Fréquence	60 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	75 kW
Tension	460 V
Diamètre refoulement	DN 100
Raccord d'aspiration	DN125

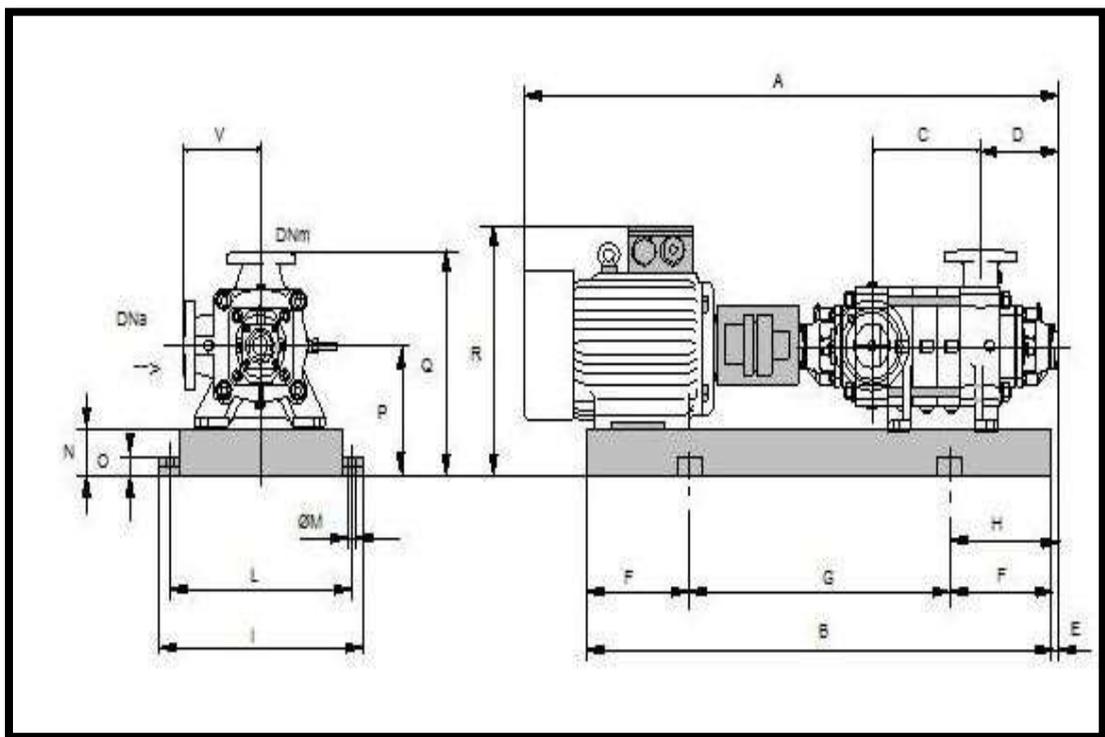
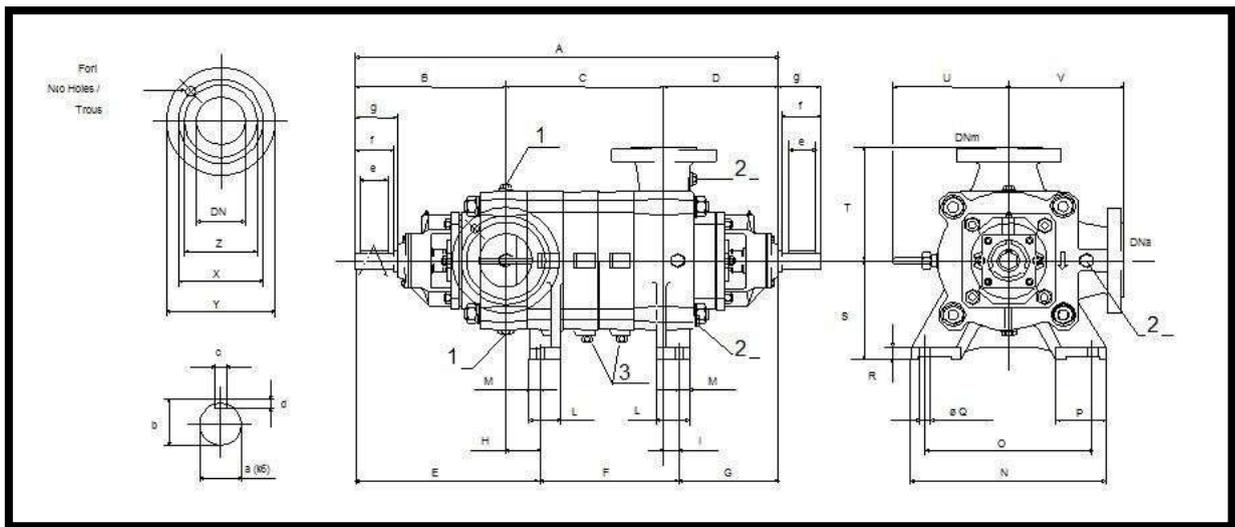


Figure VI.8 : Schéma de la pompe PM 100 / 2D



Dimensions						
a = 35	D = 293	E = 419	H = 54	No = 8	T = 270	Y _s = 270
A = 828	d = 8	e = 70	l = 33	O = 400	U = 275	Z _d = 160
B = 365	d _d = 22	F = 149	L = 85	P = 117	V = 270	Z _s = 188
b = 38	d _s = 22	f = 90	M = 32	Q = 24	X _d = 190	
c = 10	DN _a = 125	g = 104	N = 460	R = 30	X _s = 220	
C = 170	DN _m = 100	G = 260	No = 8	S = 225	Y _d = 250	

Figure VI.9 : Schéma et dimensions de la pompe PM 100 / 2D

VI.15.2.3. Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe : [H-Q], [Pabs-Q], [η_p-Q], [(NPSH)_r-Q] Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.5)

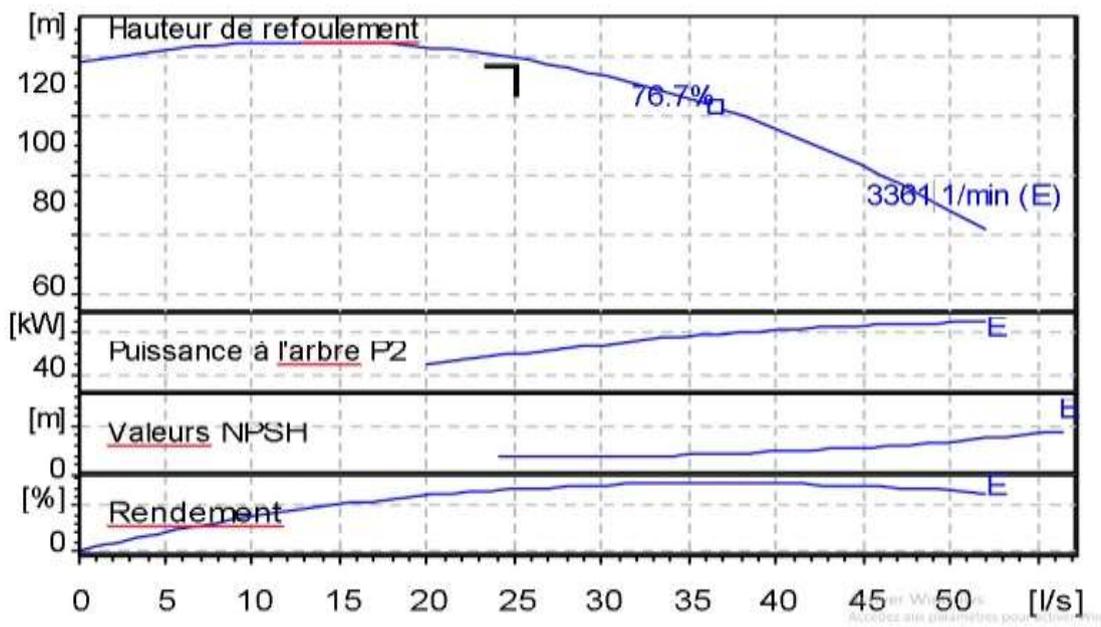


Figure VI.10. Les courbes caractéristiques de la pompe

VI.15.2.4. Courbe caractéristique de la conduite

Tableau VI.6. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (l/s)	5Q (l/s)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	$\Delta h_{p_{lin}}$ (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	148	216.13	400	0,016405275	0,00	0,00	154,00
2	5	25	148	216.13	400	0,016405275	1,48	1,63	155,63
3	10	50	148	216.13	400	0,016405275	5,93	6,52	160,52
4	15	75	148	216.13	400	0,016405275	13,34	14,68	164,68
5	20	100	148	216.13	400	0,016405275	23,72	26,09	180,06
6	25	125	148	216.13	400	0,016405275	37,07	40,77	194,77
7	30	150	148	216.13	400	0,016405275	53,38	58,71	212,71

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la (figure VI.6)

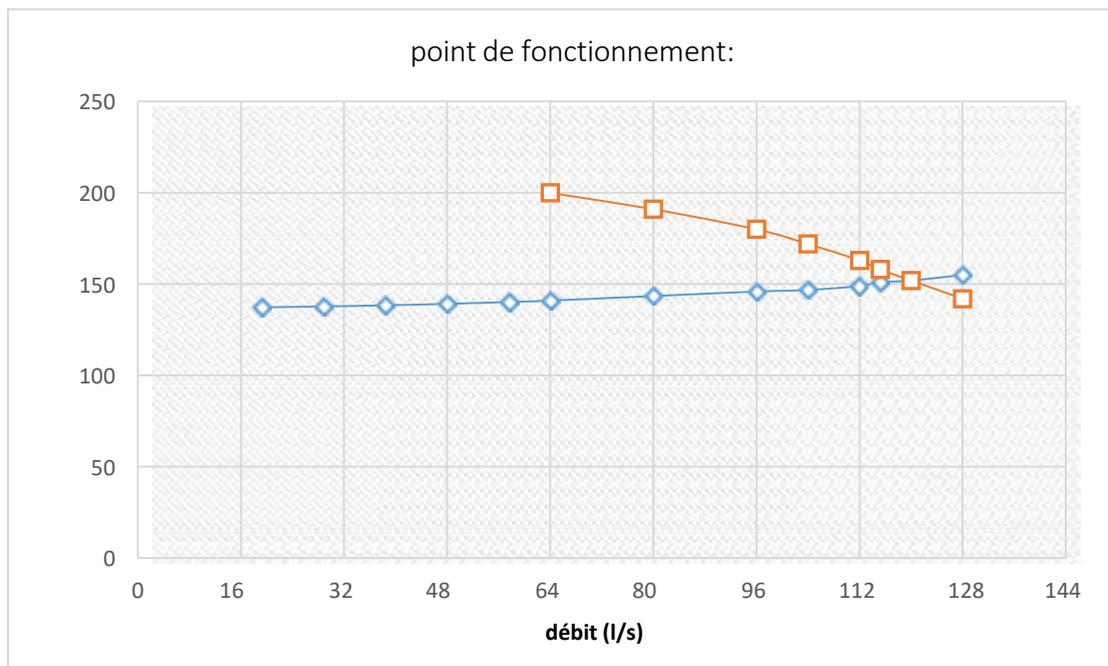


figure VI.11 : Point de fonctionnement des pompes de SP2.

Le débit de la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont:

$$Q_{pf}=120 \text{ l/s} > Q_{app}=112.8 \text{ l/s}$$

$$HPF=152\text{m} > H_{app}=150 \text{ m}$$

VI.16. Equipement hydraulique en amont et en aval de la pompe :

Les équipements hydrauliques d'une station de pompage comprennent en amont et en aval pompes :

- **Les équipements d'aspiration** : grille, tulipe d'aspiration, crépine, clapet d'aspiration, clapet à crépine, collecteur d'aspiration, joint, coude, disposition anti-vortex, vannes d'aspiration, convergent d'aspiration, appareils de protection anti-bélier, circuit d'amorçage de la conduite et de la pompe. Ces équipements se différencient selon que l'aspiration se fait dans une bêche ou sur une conduite.
- **Les équipements de refoulement** : joint, divergent, clapet anti-retour, vanne, appareils divers.

VI.16.1. Les équipements en amont :

L'aspiration des pompes d'une station peut se faire soit dans une bêche d'aspiration, soit dans une conduite.

Aspiration en bêche : L'eau à élever est stockée dans une bêche ou réservoir d'aspiration, réservoir en communication avec l'atmosphère, et l'aspiration des pompes se fait alors directement dans la bêche, soit qu'une courte conduite plongeant dans la bêche amène l'eau à la bride d'aspiration de la pompe, soit que la pompe elle-même soit immergée dans la bêche.

- **Grille** : Ces dispositifs ne sont utilisés que pour les pompages d'eau brute, afin d'éviter l'entrée des corps solides dans les pompes. La grille est placée soit dans le plan de la berge, soit verticale ou inclinée à 1/3:1/4.
- **Tulipe** : La nécessité de la tulipe dépend essentiellement de la vitesse d'entrée de l'eau dans la conduite d'aspiration. Pour des valeurs ne dépassant pas 0.8m/s, il est possible de ne pas prévoir de tulipe. Cependant son utilisation permet de diminuer les pertes de charges. Aussi est-il recommandé d'en prévoir dès que la vitesse atteint 0.5m/s. L'utilisation de tulipe prend toute son importance pour l'installation des pompes hélices. Cependant les recommandations données à ce sujet restant valables dans le cas de conduite d'aspiration en puisard alimentant les pompes centrifuges à partir du moment où les vitesses d'entrée atteignent 0.5m/s.
- **Crépine** : Tout comme la grille, la crépine évite l'entrée de corps solides dans la pompe. Elle doit être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0.5m du fond du puisard.
- **Clapet d'aspiration, clapet à crépine** : Un clapet anti-retour placé sur la canalisation d'aspiration évite à l'arrêt de la pompe retour d'eau. Si de son côté le clapet anti-retour normalement placé au refoulement ferme mal. De plus, ce clapet permet de maintenir la colonne d'eau dans la conduite d'aspiration et le corps de la pompe, évitant de recommencer chaque fois l'amorçage. Ce clapet peut être combiné avec la crépine d'aspiration pour former un clapet à crépine.

VI.16.2. Les équipements en aval : refoulement :

- **Joint de raccordement** : La conduite de refoulement sera raccordée à la pompe de manière à ne transmettre aucun effort sur la pompe. Pour ça on peut utiliser un joint genre GIBAULT ou similaire.
- **Divergent** : A la sortie de la pompe, la vitesse de l'eau peut être de 3 à 7m/s. dans les conduites de refoulement, il est nécessaire de ralentir cette vitesse pour la maintenir dans une plage de 1.2 à 1.5 m/s. le divergent à interposer à la sortie de la pompe pourra être un cône droit.
- **Clapet de refoulement** : Le clapet pourra être placé à la sortie de la pompe dont le rôle est d'empêcher l'inversion du débit d'eau lors de l'arrêt de la pompe. Les clapets les plus utilisés sont les clapets à battant. Ils sont installés sur des conduites horizontales.
- **Vanne de refoulement** : La vanne de refoulement se place après la pompe et le clapet anti- retour, elle peut avoir plusieurs rôles. Cette vanne permettra tout d'abord d'isoler la pompe lors des entretiens et des démontages. La vanne peut intervenir également lors de la mise en marche et de l'arrêt de la pompe dans le cas des pompes centrifuges. Pour celle-ci, en effet, la courbe de puissance absorbée montre que la puissance est minimale lorsque la vanne de refoulement est fermée. Il sera donc intéressant, dans le cas de grosses puissances sont en jeu, de démarrer la pompe avec une vanne fermée pour limiter la durée du démarrage. La manœuvre progressive de la vanne de refoulement permettra par ailleurs, lors du démarrage et de l'arrêt du groupe, de limiter les coups de bélier dus aux variations brusques de la vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement.

Ainsi aura-t-on intérêt :

- Lors de la mise en marche du groupe, à démarrer "en barbotage", puis à ouvrir lentement la vanne de refoulement.
- Lors de l'arrêt du groupe, à fermer lentement la vanne de refoulement puis à couper l'alimentation du moteur. La vanne de refoulement peut avoir éventuellement un rôle de réglage de débit. La perte d'énergie résultante rend cette méthode de réglage de débit tout à fait primaire. Les vannes pourront être soit des vannes à opercules, soit des vannes papillon. Leur commande pourra se faire :
 - Soit manuellement.
 - Soit par motorisation (électrique, pneumatique, hydraulique).
- **Conduite ou collecteur de refoulement** : La conduite ou le collecteur de refoulement doit compter les emplacements pour ventouse et vidange. Si le long de cette conduite ou collecteur on trouve les dérivations ou piquages pour le raccordement du refoulement des pompes, ces piquages seront de préférence en oblique. Le conomètre de refoulement doit être protégé contre le phénomène du coup de bélier, pour ça la conduite doit être équipée d'un réservoir.

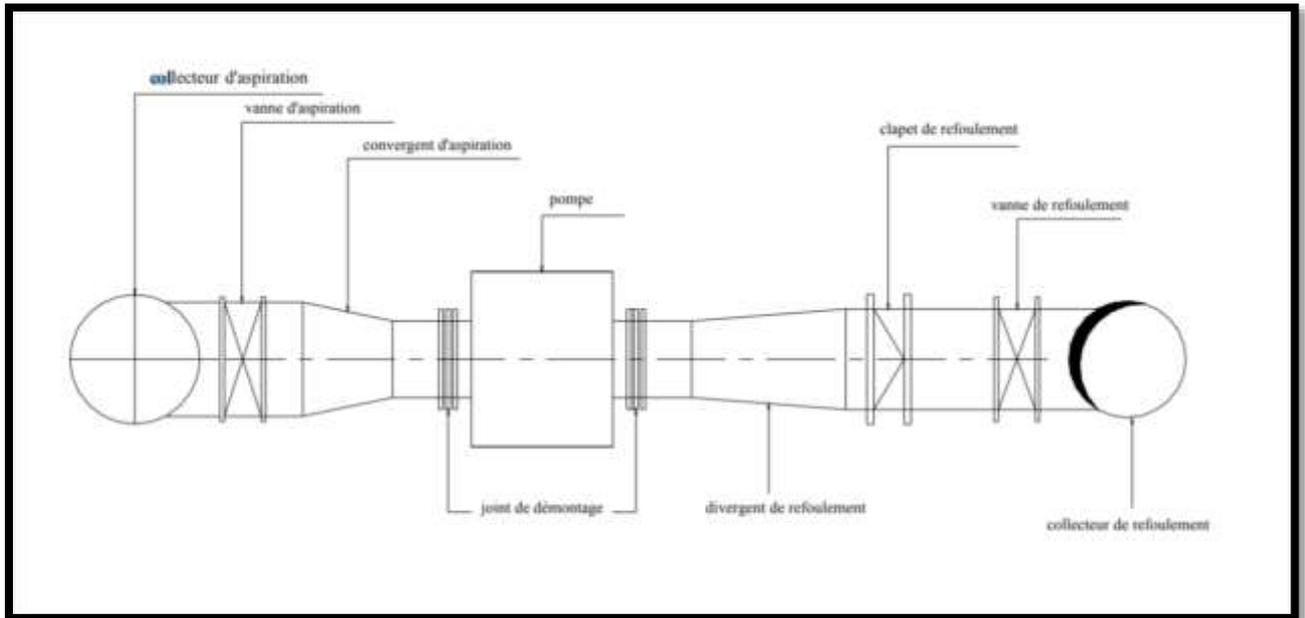


Figure VI.12 : Equipement hydraulique en amont et en aval de la pompe.

VI.17. Etude de la cavitation :

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsqu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d \quad (VI.1)$$

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

r : marge de sécurité,

$$r = (0,3 - 0,5) \text{ m.}$$

On prend : $r = 0,3 \text{ m.}$

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en aspiration au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = -(NPSH)_r - r + P_{at} - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad (VI.2)$$

Tableau VI.7 : la hauteur d'aspiration admissible

Les paramètres :	(NPSH)	R	P _{AT}	T _v	VA ² /2 G	H _A SP	H _{ADM}
SP1	3.55	0.3	9.8	0.24	0.88	0.3	4.70
SP2	3.51	0.3	9.8	0.24	0.88	0.3	5.05

V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration

(m/s) ; P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$$

Avec : H : altitude de la station.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

Tableau VI.8: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
T _v (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

Δh_{asp} : perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) \times \Delta h^{lin} \quad (VI.3)$$

Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration
(m).

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right)^{asp} \quad (V.9)$$

L_r : longueur du collecteur de refoulement, L_r = 50 m ; l_r : longueur de la conduite de refoulement, l_r = 1,5 m ; Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{app}}{n} \quad (V.10)$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles. D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (VI.4)$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s), On prend: V_c = 1,5 m/s.

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) \times DN1 \quad (VI.5)$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

VI.18. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la cote exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en aspiration:

Tableau VI.9: La hauteur d'aspiration admissible des pompes de chaque station de pompage

La station de pompage :	La hauteur d'aspiration admissible (m)	Cote de l'axe de la pompe :(m)
SP1	4.70	382.51
SP2	5.05	506.75

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h^{adm} - r \quad (VI.6)$$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (m) ;

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m).

$$\nabla_{min} = C_p - h + h_{inc}.$$

C_p : Cote de plan d'eau dans le réservoir (m).

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m).

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

r : marge de sécurité,

Pour notre cas on a :

$$r = (0,1 - 0,3) \text{ m. } r=0.2 .$$

VI.19. Choix du moteur électrique :

VI.19.1. Critère de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- ❖ Puissance absorbée minimale ;
- ❖ Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- ❖ Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

VI.19.2. Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (\text{VI.7})$$

Où :

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn).

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).

N_m (PM100/2E) = 3500 tr/mn

N_m (PM100/2D) = 3360 tr/mn

VI.19.3. Puissance fournie par le moteur :

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810$

N/m^3 ; Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc} = 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m = (12-95)$

%, On prend : $\eta_m = 90\%$.

K : coefficient correcteur, il fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau VI.10: Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	> 200
K	2	2 - 1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

Tableau VI.11 : la puissance de moteur de chaque type de pompe.

Type de pompe :	(PM100/2E)	(PM100/2D)
$P_{abs}(w)$	307	728
K	1.05	1.05
HMT	70	150
$P_m(kw)$	386.20	854.18

VI.19.4. Caractéristique du moteur :

Les caractéristiques du moteur de chaque pompe sont déterminées à l'aide de logiciel CAPRARI.

VI.20. Bâtiment de la station de pompage :

Pour le dimensionnement de la station de pompage nous avons :

- ❖ Choix de bâtiment.
- ❖ Partie souterraine.
- ❖ Partie supérieure (salle de la machine, salle annexe)

La construction de la station de pompage dépend des paramètres suivant :

- ❖ Mode de raccordement prise d'eau-station de pompage.
- ❖ Les matériaux de construction et leur disponibilité condition climatique de la région.
- ❖ L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires.
- ❖ Fondation et stabilité de terrain.

On distingue donc les types des bâtiments de stations de pompes résultant de ses conditions :

- ❖ Bâtiment type bloc.
- ❖ Bâtiment type Bâche sèche.
- ❖ Bâtiment type Bâche mouillé-pompe noyée.
- ❖ Bâtiment type Bâche mouillé-pompe dénoyée.
- ❖ Bâtiment type Surface.
- ❖ Bâtiment type Semi enterrée.

VI.20.1. Choix du type de bâtiment :**Tableau VI.12 :** Choix du bâtiment.

PARAMETRES :	BLOC	BACHE SECHE	BACHE MOUILLE	SURFACE
Débit (m³/s)	>2	<2	<6	<1.5
Type de pompe	Pompe axial	Pompe centrifuge	Pompe a axe verticale	Pompe centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	-	<0 >0	<0 >0	Aspiration
D :variation de plan d'eau de larivière (m)	1-2	1-3	-	Important

Pour les 2 stations de pompage :

- Débit : $Q < 2 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Hauteur admissible à l'aspiration : $H > 0$
- Variation de plan d'eau de la rivière (m) : (1-3-). Donc un bâtiment de type bache sèche.

VI.20.2. Dimensionnement de bâtiment de la station de pompage :**VI.20.2.1. Dimensionnement de bâtiment de la station de pompage n°1 :****Hauteur du bâtiment :**

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (\text{VI.9})$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (\text{VI.10})$$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = T + S$;

A.N : $H_p = 910 \Rightarrow H_p = 910 \text{ mm}$

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,3 \text{ m}$; H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5 \text{ m}$;

A.N : $H_5 = 0,910 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1.71 \text{ m}$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,1 \text{ m}$; H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0,3 \text{ m}$;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8 \text{ m}$; H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5 \text{ m}$;

A.N : $H_b = 1.71 + 2.1 + 0.3 + 0.8 + 0.5 \Rightarrow H_b = 5.41 \text{ m}$

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment **$H_b = 5,5 \text{ m}$** .

a. Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_1 \quad (\text{VI.11})$$

n: nombre de pompes,

n = 7 (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_{pe} + L_m$;

$L = 1677$

L_{int} : distance entre deux pompes voisines,

$L_{int} = (0,8-1,2)$ m, On prend : $L_{int} = 1,2$ m.

L_r : longueur de la plateforme de montage, $L_{pf} = 3$ m.

L_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe

$L_1 = 0,5$ m

A.N : $L_b = 7 \times 1.677 + 6 \times 1,2 + 3 + 2 \times 0,5 \Rightarrow L_b = 22.939$ m.

Conclusion :

La station de pompage aura une longueur de **23 m**.

b. Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2 \cdot s + l_r \quad (\text{VI.12})$$

s : épaisseur du mur, s = 0,2 m ;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe,

$l_1 = 0,45$ m ;

l_2 : distance entre les tubulures,

$l_2 = 1,2$ m ;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

On a

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \quad (\text{VI.13})$$

Où :

longueur de la pompe, $l_p = 0,68$ m ;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement,

$l_{tr} = 2 \times D_a$

A.N : $l_{tr} = 2 \times 250 \Rightarrow l_{tr} = 0,5$ m ;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration,

$l_{tasp} = 0,9$ m ; l_r : longueur de l'armoire électrique

$L_r = 3$ m.

l_c : longueur du convergent, $l_c = 1,4$ m ;

A.N : $l_3 + l_4 = 0,68 + 0,5 + 0,9 + 1,4 \Rightarrow l_3 + l_4 = 3,48$ m

A.N : $l_b = 0,45 + 1,2 + 3,48 + 2 \times 0,2 + 3 \Rightarrow l_b = 8,5$ m

La station de pompage aura une largeur de 8.5 m.

c. Dimensions des portes :

- ❖ Porte principale : 3.2×3
- ❖ Porte secondaire : 2.5×1.6

d. Dimensionnement des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de (10-15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

$$\sum S_f = 0,125 \times 23 \times 8.5 \Rightarrow 1. \sum S_f = 24,4 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (\text{VI.14})$$

n : nombre de fenêtres.

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,5 \times 3)$.

$$\text{A.N: } n = \frac{24,4}{1,5 \times 3} \Rightarrow n = 6 \text{ fenêtres.}$$

e. Dimensionnement des marches d'escalier :

- ❖ Hauteur : 17 cm ;
- ❖ Largeur : 30 cm ;
- ❖ Pente : 1/1,75.

VI.20.3. Dimensionnement de bâtiment des autres stations :

Selon la même démarche de calcul, on calcule les dimensions des 3 stations restées.

Les résultats des calculs sont représentés dans le tableau suivant:

Tableau VI.13: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage.

Dimensions du bâtiment de la station (m)							
Nom :	L (m)	l (m)	H	e (m)	Nombre des fenêtres	portes	
						secondaire	principale
SP1	23	8.5	5.5	0,3	5 × (1,5 × 3)	2,5×1,6	3,2× 3
SP2	25	8.5	5.5	0.3	6× (1,5 * 3)	2,5×1,6	3,2× 3

Conclusion :

On a adapté pour des pompes centrifuges multicellulaires à axe horizontales type CAPRARI pou les deux stations de pompage.

Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones triphasés de même marque, afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous tenant en compte l'effet de la cavitation, donc nous somme astreint de faire le calage et la bonne disposition des pompes.

Chapitre VII

Protection des conduites contre les phénomènes transitoires

Introduction

Toute canalisation une fois mis en terre nécessitera une protection contre le phénomène transitoire qui s'avère être d'une brutalité sans pareil affectant les tuyaux et pouvant entraîner leur rupture.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier les moyens propres à limiter les effets du coup de bélier sur les canalisations.

VII.1. Protection des conduites contre le coup de bélier

Définition

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

VII.1.1. Les causes du coup de bélier

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Variation d'un plan d'eau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VII.1.2 Les conséquences du coup 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.

- **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 de tuyaux il y a risques de rupture de ces derniers et déboîtement des joints (les anneaux d'étanchéité seront délogés).

- **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 -10 mce, il se produira une poche de cavitation va se créer et ça pourrait provoquer l'implosion ou l'aplatissement de la conduite, l'aspiration des joints, le décollement de l'enduit et la détérioration de la protection interne de la conduite.

- **Fatigue de la canalisation**

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VII.1.3. Description des phénomènes physiques

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

Phase 01: Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute

la longueur.

Phase 02: Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$

c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue.

Phase 03 : En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

Phase 04: Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

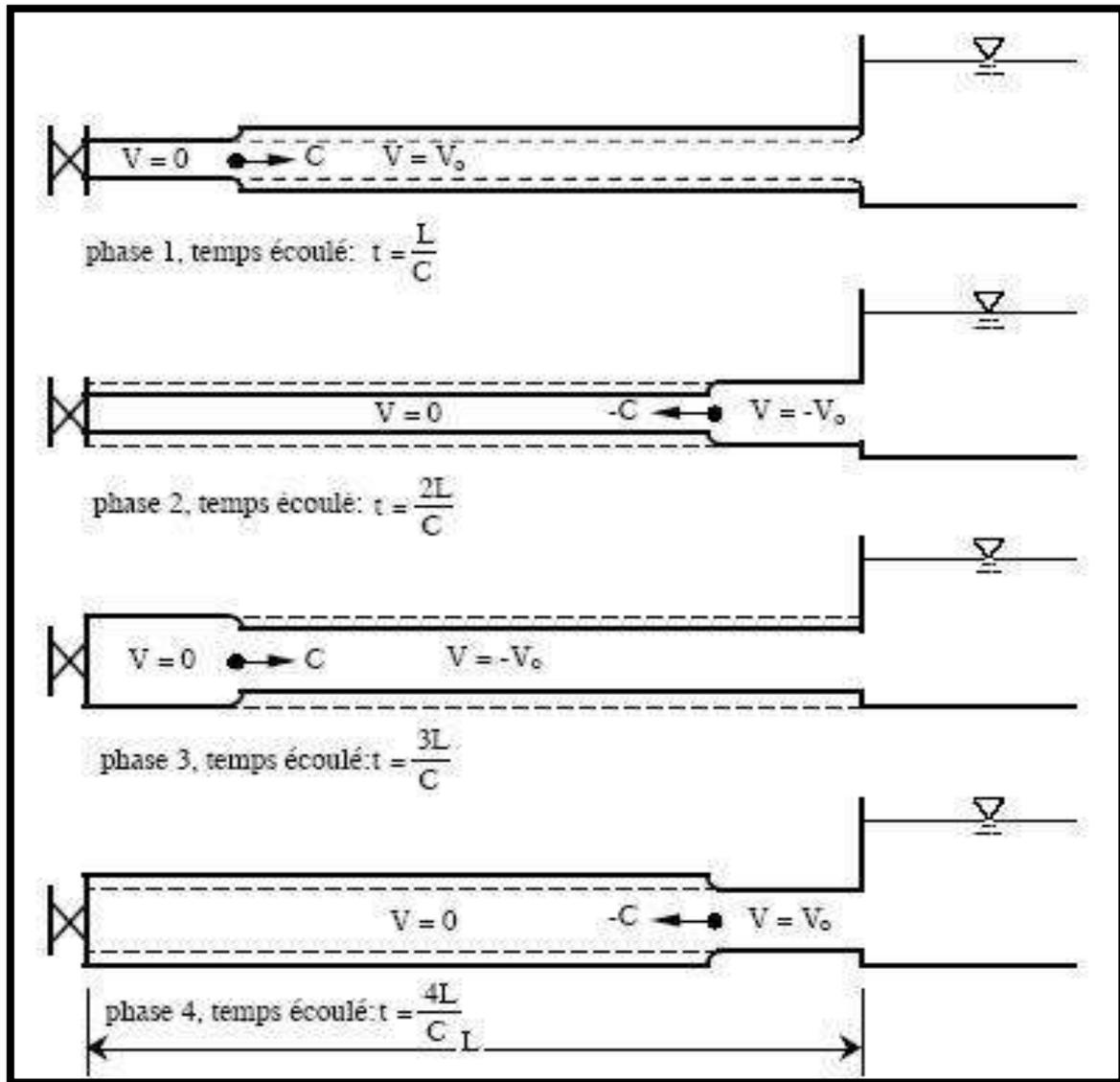


Figure VII.1 : Schéma des quatre phases du coup de belier

VII.1.4. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier,

La seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Dans le chapitre IV intitulé l'étude des réservoirs, pour le dimensionnement du réservoir tampon on a choisi un robinet vanne à opercule, ce qui nous emmené à traiter dans ce chapitre si ce temps est amplement suffisant pour la dissipation totale de l'onde du phénomène transitoire.

La célérité de l'onde étant été calculée via la formule améliorée de **Mr. B. SALAH**

Avec :

C : Célérité en [m/s]

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2,07 \cdot 10^9$ pascal

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000$ kg / m³

e_m : Epaisseur de la conduite (m)

a : Rayon intérieur de la conduite (m)

ν_m : Coefficient de poisson du matériau de la conduite ; $\nu_m = 0,46$ (PEHD)

ν_s : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; $\nu_s = 0,33$

E_m : Le module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 3 \cdot 10^9$ Pascal

E_s : Module de Yong du sol considéré $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pascal

$$C = \frac{\sqrt{\frac{k}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \dots\dots\dots(VII.1)$$

Application :

Tableau VII.1 : : La célérité d’onde et le temps de retour de l’onde de déformation des différents tronçon d’adduction.

Conduite :	D (mm)	e (mm)	L (m)	C (m/s)
F N° 1 - SP N° 1	220.4	14.8	723.56	503.795
F N° 2 - SP N° 1	220.4	14.8	545.62	503.795
SP N° 1 - SP N° 2	277.6	18.7	696.3	503.861
SP N° 2 – Reservoir N°1	198.2	13.4	297.4	503.861
SP N° 2 – Reservoir N°2	198.2	13.4	216.13	503.861

Et d’ou la charge tenant compte du coup de belier:

•**La surpression :**

$$H_s = H_g + b \dots\dots\dots(VII.2)$$

•**La dépression:**

$$H_d = H_g - b \dots\dots\dots(VI.3)$$

Avec :

$$b = \frac{c \times v}{g} \dots\dots\dots(VI.4)$$

Le temps de retour de l’ onde de déformation est re git par la formule suivante :

$$t_i = \frac{2}{c} \dots\dots\dots(VI.5)$$

L : longueur de la conduite (m) ;

c : célérité d’onde (m/s) ;

On calcul les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de **MICHAUD** :

$$b = \frac{\bar{2}LV}{g \cdot t} \dots\dots\dots(VII.6)$$

L : la longueur de la conduite (m) ;

V0 : Vitesse d’écoulement m /s ;

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

VII.1.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air :

C'est une capacité métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression à une proportion bien déterminée, qui protège les installations aussi bien contre la suppression que contre la dépression, il assure la continuité de la veine liquide sans rupture même après disjonction du groupe on le dispose à la station de pompage immédiatement à l'aval du clapet.

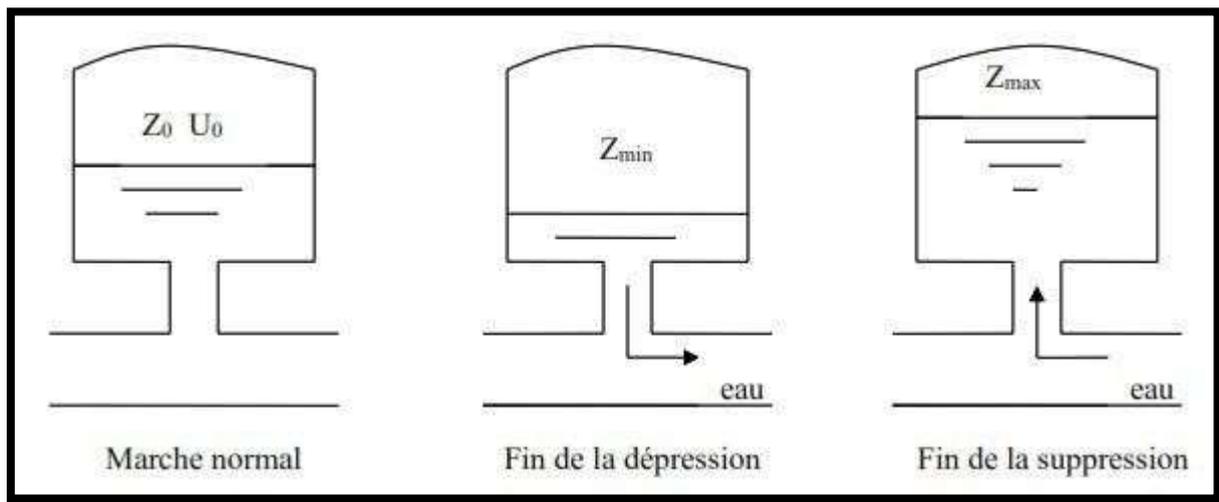


Figure VII.2 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement

b) Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre.

Cette cheminée joue le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

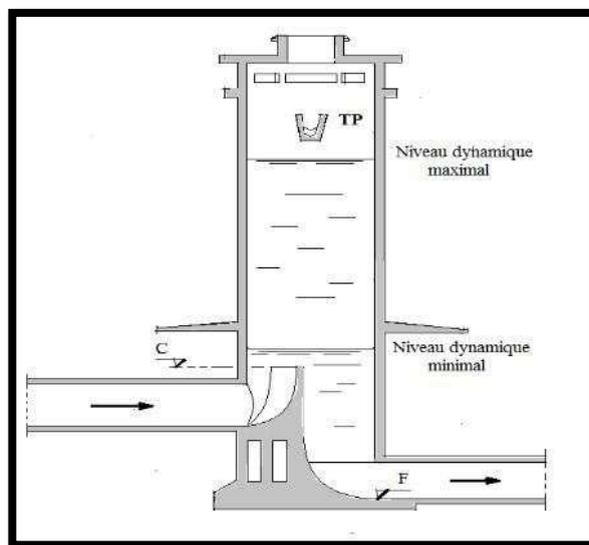


Figure VII.3 : Cheminée d'équilibre

c) Soupape de décharge :

C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

d) Volant d'inertie :

calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

Remarque

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VII.1.5.1. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air comme méthode de calcul, on distingue :

a) Méthode de VIBERT

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

b) Méthode de BERGERON

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VII.1.5.1.1. Dimensionnement des réservoirs d'air

La célérité de l'onde élastique c'est en fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau. Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue.

Elle est donnée par la formule publiée par Mr B. SALAH su cité qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K \cdot 2 \cdot a \cdot (1 - \nu_m^2) \cdot (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \cdot a \cdot E_s + E_m \cdot e_m \cdot (1 - \nu_s)}}} \dots\dots\dots(VII.7)$$

1. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \dots\dots\dots(VII.8)$$

V0: vitesse moyenne de refoulement en (m/s). g:
l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10 \dots\dots\dots(VII.9)$$

3. La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g} \dots\dots\dots(VII.10)$$

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VII.5. Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	Type de matériau	D (mm)	S (m ²)	V (m/S)	L (m)	Hg(m)
SP N°1	PEHD	400	0.08	1.52	396.3	55
SP N°2	PEHD	355	0.08	1.52	344.91	137

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6. Caractéristiques du sol et de matériau

N° de station	K (Pa) (10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	v _m	v _s	E _s (Pa) (10 ⁸)	E _m (Pa) (10 ¹¹)	e _m (m)	C (m/s)
SP1	2.07	1000	0.1637	0.46	0,33	2	3	0.0363	503.86
SP2	2.07	1000	0.1637	0.46	0,33	2	3	0.0363	503.86

Tableau VII.8. Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

N° de station	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	Z _{max} /Z ₀	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀ (x10 ⁻³)	U ₀ /L*S (x10 ⁻²)	Z _{min} /Z ₀	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V (m ³)
SP1	65	153.42	1.52	2.36	0.15	2.32	1.1	0.55	9.15	16.64	17.96
SP2	147	235.42	1.52	1.60	0.15	1.03	1.3	0.67	9.41	14.04	15.85

$$V = 20\%U_{max} + U_{max} \dots\dots\dots(VII.13)$$

Selon la brochure de hydrofot CHARLATTE nous optons les réservoir d'air suivant :

La station de pompage :	V (m ³)	V (l)
SP1	18	18000
SP2	16	16000

VII.2. Installation du réservoir d'air :

Vu les dimensions du réservoir d'air, ce dernier sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines.

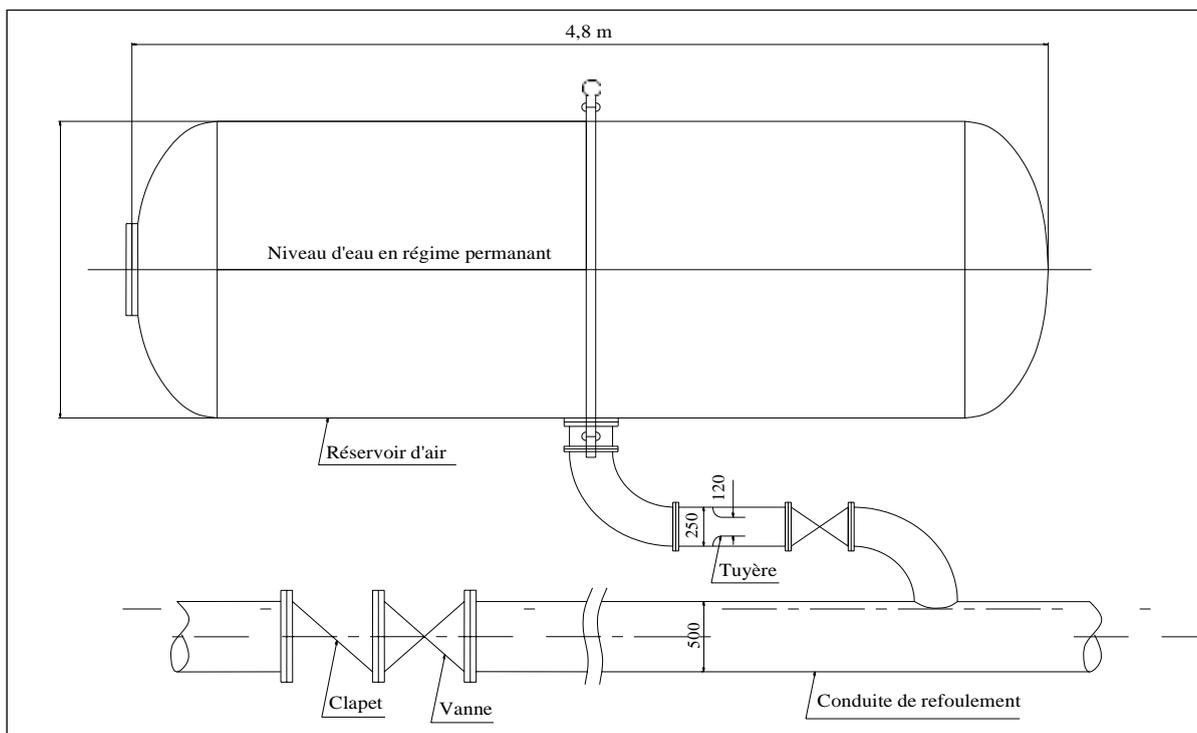


Figure VII.4 : Schéma d'installation du réservoir d'air.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vu les différents moyens de protection contre le régime transitoire.

Pour notre projet, nous avons opté dans le cas d'une adduction en refoulement **pour** l'installation des réservoirs d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier et ce juste à la sortie des stations de pompage SP1 et SP2 , ayant des capacités respectives de 1800 et 1600 litres d'air.

Dans le cas d'une adduction gravitaire, la protection des conduites contre le **coup de** bélier se fait par le calcul de la loi de manœuvre, les calculs nous donnent une durée de 0.5 h pour minimiser les effets du coup de bélier.

Chapitre VIII

Organisation De chantier

&

Pose de canalisation

Introduction

Dans Ce chapitre nous allons mettre en évidence les stratégies et les méthodes à suivre pour la bonne exécution de notre projet, allant du management de ce dernier jusqu'à la protection et sécurité du travail en passant par la pose de canalisation et l'organisation du chantier.

VIII.1. Différents travaux à entreprendre

VIII.1.1. Travaux concernant l'adduction

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- Exécution des tranchées
- Pose du lit de sable
- Pose des conduites
- Epreuve de joint et de la canalisation
- Construction des regards
- Remblayage des tranchées
- Nivellement et compactage

VIII.1.2. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VIII.1.3. Travaux concernant les réservoirs

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux réservoirs sont :

- Excavation.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

VIII.1.4. Choix des engins de terrassement

Les engins que nous projetons d'utiliser sont des machines communes dans tous les chantiers de travaux publics. Ces machines réduisent considérablement le temps mis pour des opérations de terrassements. Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un bulldozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur de sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VIII.2. Pose de canalisation :

VIII.2.1. Principe de pose de canalisations :

Les conduites, sont dans la plupart des cas posées en tranchée à l'exclusion de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être protégées. Le principe de pose de canalisation est pratiquement le même, par contre le mode de pose est variable d'un terrain à un autre dans l'optique de diminuer l'effet des différents contraintes qui peuvent agir sur la conduite.

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- ❖ Pose en terre ;
- ❖ Pose en mauvais terrains ;
- ❖ Pose en galerie ;
- ❖ Pose en pentes ;
- ❖ Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- ❖ Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- ❖ Passage de ponts ;
- ❖ Traversée de rivière.

VIII.2.1.1. Pose en terre :

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure. Cette opération s'effectue par tronçon successif, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

VIII.2.1.2. Pose en mauvais terrains :

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

VIII.2.1.3. Pose en galerie :

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement.

Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà

de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

VIII.2.1.4. Pose en pente :

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées. Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VIII.2.1.5. Traversée de rivière :

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter : Premier cas : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction. Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux

VIII.3. Les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai.
- La pression résultant des charges roulantes.
- La pression résultant des charges permanentes de surface.
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- Le tassement différentiel du terrain.
- Action des racines des arbres

VIII.3.1. Réalisation des fouilles**a) Tracé**

Le tracé effectué doit être conforme à celui adopté lors de l'étude du projet.

Le choix du matériau de construction est très important. En effet, le PEHD que nous avons choisie pour la réalisation de notre projet possède une résistance à toutes épreuves et s'adapte à la topographie de notre terrain.

b) Longueur de la tranchée

La longueur de la tranchée coïncide avec la longueur de la conduite d'adduction, à chaque fois qu'il y a un changement de diamètre les dimensions de la tranchée change aussi.

$$\mathbf{L.tranchée = L.adduction}$$

c) Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum de 0,60 m en vue de faciliter les travaux. Elle est tributaire du diamètre de la conduite, en laissant 0,25 m d'espace de part et d'autre de la conduite. Elle est calculée par :

$$\mathbf{B=D+2 \times e \dots\dots\dots(VIII.1)}$$

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

e : espacement = 25 cm

d) La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée est en générale telle que la génératrice supérieure des canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la canalisation hors gel.

D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'adduction d'eau.

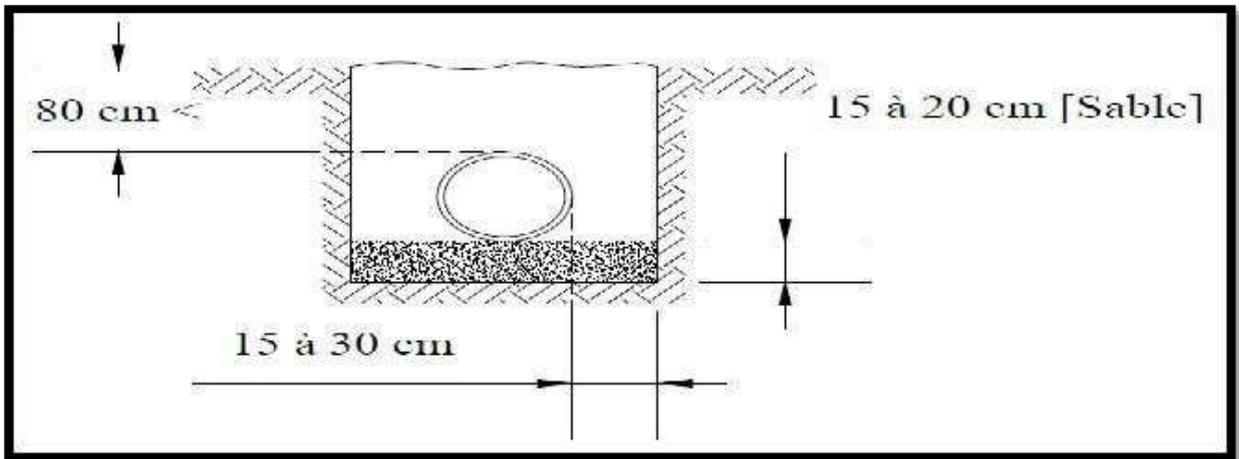


Figure VIII.1 : La profondeur de la tranchée.

e) Lit de pose

Un lit de pose d'une épaisseur comprise entre 10 et 20 cm doit couvrir le fond de la tranchée, ce dernier doit être nivelé soigneusement tout au long de la tranchée.

f) Aménagement du lit de pose

Avant la pose des conduites, nous procéderons aux opérations suivantes :

- ❖ Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les côtes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- ❖ Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.

VIII.3.2. La mise en tranchée :

Avant la mise en place des conduites, ces dernières sont examinées en vue d'éliminer celles qui ont été altérées. Il faut néanmoins respecter ce qui suit :

- ❖ Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement.
- ❖ Les canalisations doivent être placées dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids.
- ❖ Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- ❖ Le lit des tranchées est nettoyé avant la mise en place de chaque canalisation.
- ❖ A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non-visibles sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

VIII.3.3. Epreuve des joints et canalisation principale

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, nous l'effectuerons à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste en le remplissage de la conduite en eau sous une pression de 1,8 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en fonctionnement normal. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ et où la variation ne doit pas excéder les 0.2 bar.

VIII.3.4. Remblaiement des tranchées

Après la pose de canalisation proprement dite, nous procédons au remblaiement on utilisant la terre déjà déblayais après élimination des pierres grossières.

VIII.3.5. Le compactage

Les objectifs de compactage à atteindre sont fonction de la densité OPN (densité à l'Optimum Proctor Normal).

La distance minimale entre la canalisation et l'engin de compactage est de 25 cm.

Le compactage est réalisé par couches de 15 cm au minimum.

VII.3.6. Butée et amarrage :

C'est une disposition spéciale rencontrée dans la pose des conduites utilisées dans les changements des directions.

Afin d'assurer la stabilité et la résistance aux poussées due aux pressions de l'eau au niveau descoudes, des revêtements et les extrémités ou les ruptures pourraient survenir, il y'a lieu de construire des massifs en béton qui part leur poids s'opposent au déboitement des joints..

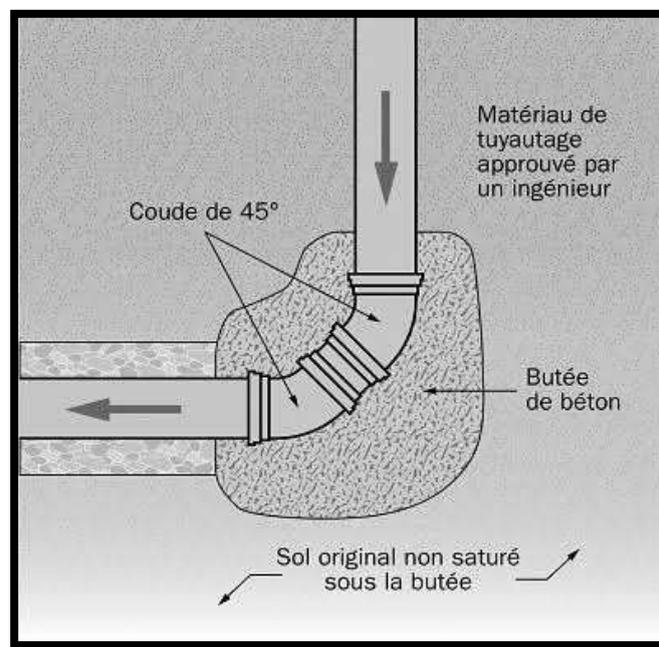


Figure VIII.2 : Schéma explicatif des différents types des butée.

VIII.4. Accessoires :

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- ❖ Assurer un bon écoulement ;
- ❖ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ❖ Protéger les canalisations ;
- ❖ Changer la direction ;
- ❖ Raccorder deux conduites ;
- ❖ Changer le diamètre ;
- ❖ Soutirer les débits.

VIII.4.1. Vannes de sectionnement :

Elles sont nécessaires pour l'exploitation du système de transfert et permettent d'en isoler une partie pour l'intervention sans arrêter totalement l'alimentation. Il est prévu d'installer des vannes intermédiaires au départ de chaque raccordement sur le transfert ainsi que tous les 2500m. Pour des raisons d'exploitation et de facilité la fermeture, les vannes de diamètre supérieur ou égal à 250mm seront du type papillon. Elles seront associées à un by-pass pour permettre la remise en eau progressive.

a) Robinet vanne à coin (à opercule) :

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

b) Vannes papillons :

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.



Figure VIII.3: Robinets vanne à opercule.



Figure VIII.4: Robinets vanne papillon.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation :

- ❖ Des robinets vanne à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- ❖ Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VIII.4.2. Clapets anti retour :

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.

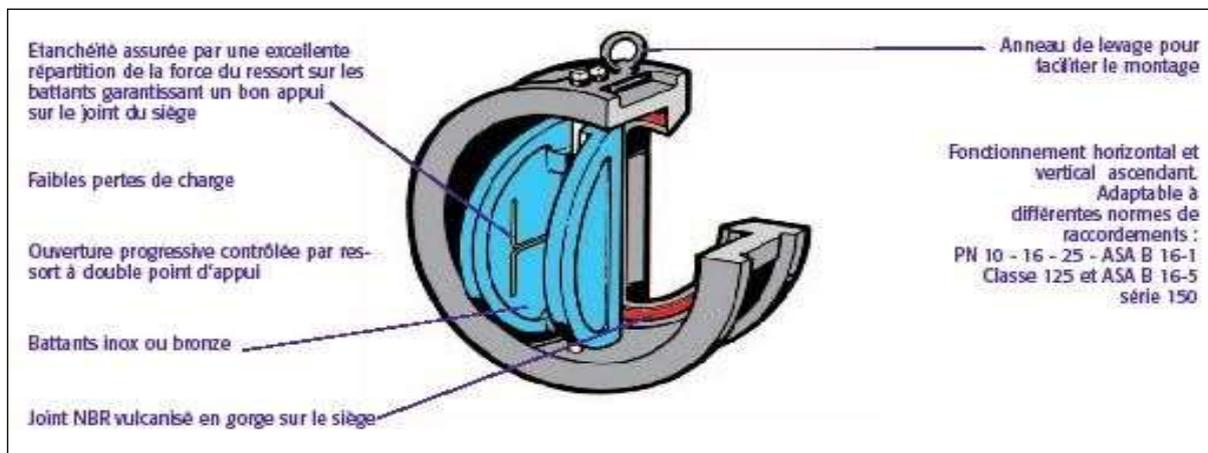


Figure VIII.5 : Clapet à double battant.

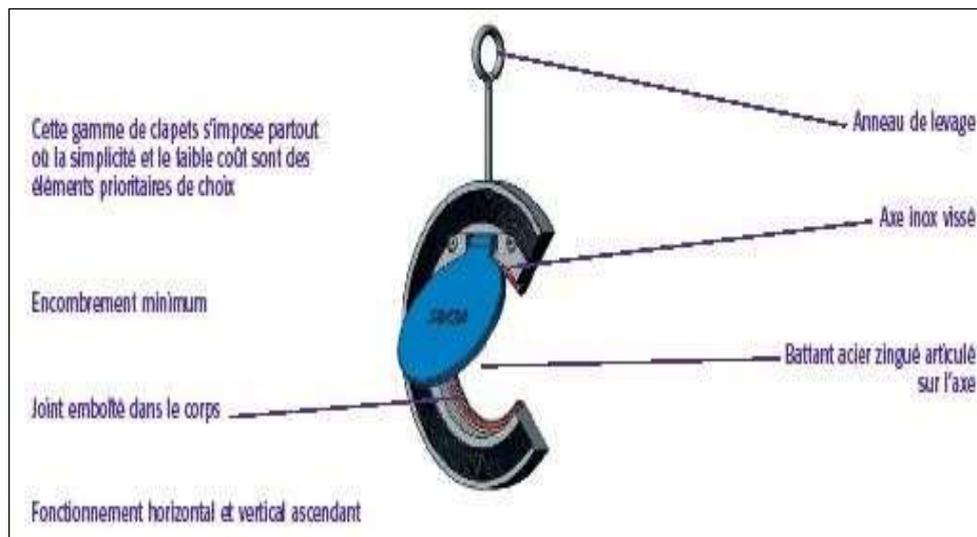


Figure VIII.6: Clapet à simple battant.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VIII.4.3. Ventouses :

La ventouse est un appareil de dégazage qui est actionnée par la simple présence d'air. Une bille placée en dessous de la purge, vient boucher l'orifice quand elle est poussée par l'eau (poussée d'Archimède). Si de l'air s'accumule à cet endroit, le niveau d'eau descend et la bille également : l'orifice est alors libre d'évacuer les gaz prisonniers. Les gaz disparus, le niveau de l'eau peut alors remonter et la bille revenir obstruer l'orifice de la ventouse. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

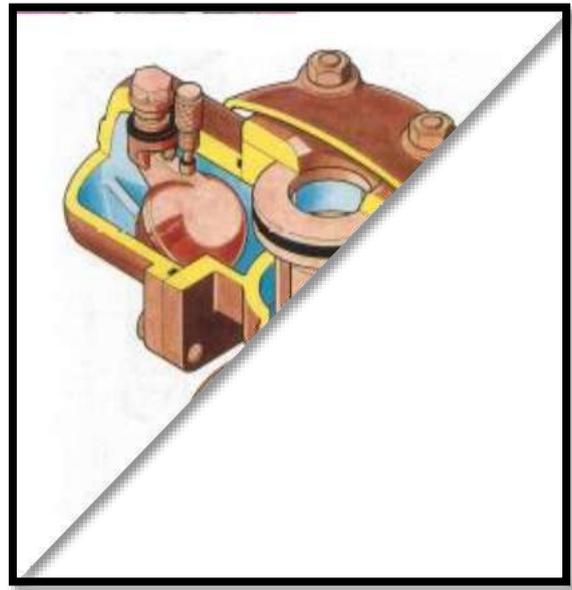
a) **Rôles de la ventouse :** La ventouse échapper et introduire l'air à tous les points les plus hauts .

b) **Types de ventouses :** Il existe deux types de ventouse :

- ❖ Ventouse simple.
- ❖ Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse simple



Ventouse à double orificio

Figure VIII.7 : Les différents types de ventouses

VIII.4.4. Vannes de décharge :

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VIII.4.5. Moyens anti-bélier :

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) **Cheminée d'équilibre** : elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

b) **Volant d'inertie** : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

c) **Soupape de décharge** : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

d) **Réservoirs d'air** : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier (figure VI.5).

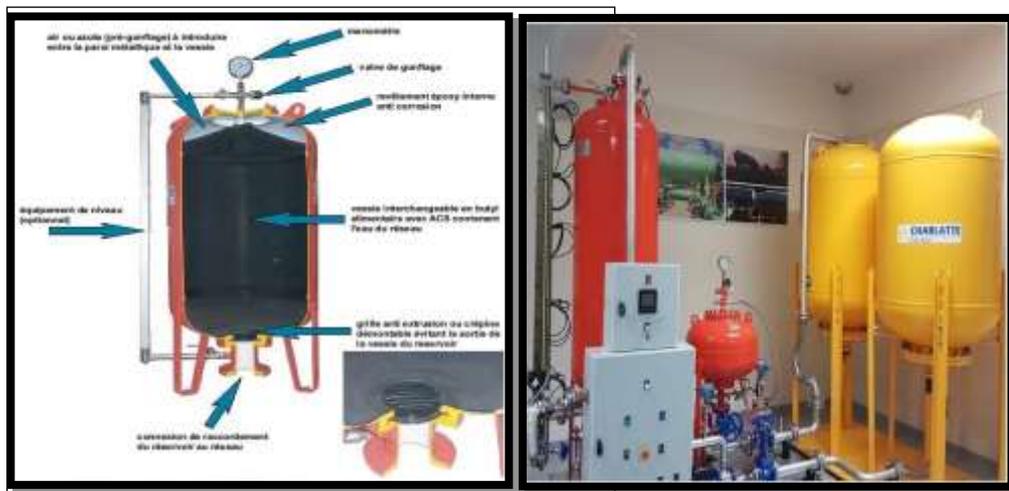


Figure VIII.8: Réservoir anti bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

Remarque :

Dans notre projet, les réservoirs d'air s'imposent comme moyen anti bélier grâce à leurs avantages et feront l'objet du chapitre VI.

VIII.4.6. 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.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VIII.4.7. Poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

Dans notre cas, on prévoit l'installation de trois poteaux d'incendie au niveau de chaque station de pompage.

VIII.4.8. Crépines :

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VIII.4.9. Déversoirs de trop plein :

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné.

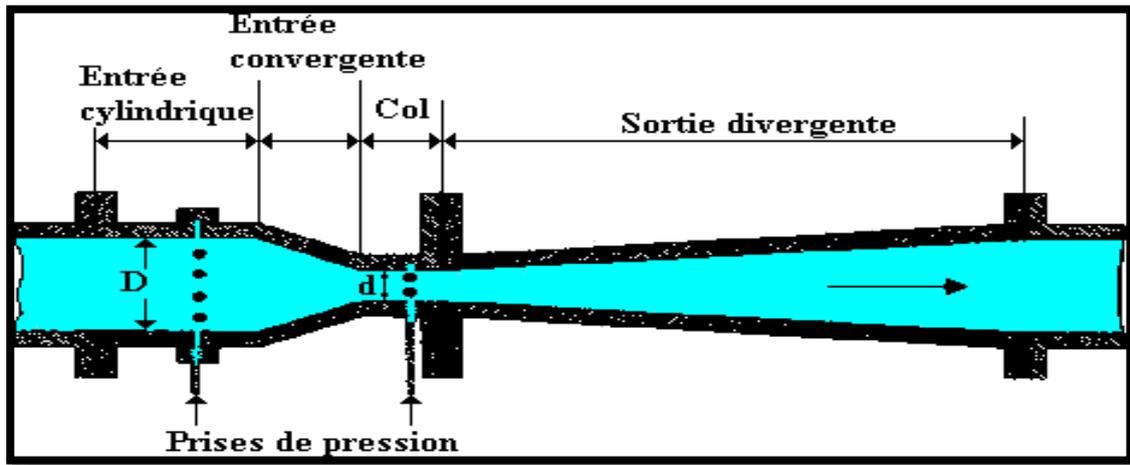
VIII.4.10. Organes de mesure :

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- ❖ Le diaphragme ;
- ❖ La venturi ;
- ❖ La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure VII.12).



La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

-Venturi-

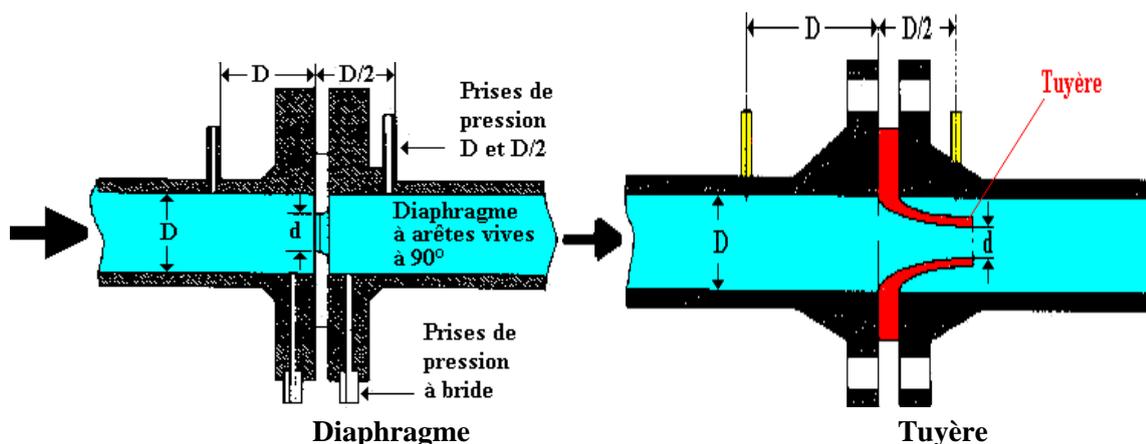


figure VIII.9: Les différents types des débitmètres

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- ❖ Manomètres à aiguilles

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.

- ❖ Manomètres à soufflet

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.



Figure VIII.10 : Manomètre (d'après document BAMO)

Remarque :

Dans notre cas, où les installations sont en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de chaque pompe.

VIII.4.11. Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ❖ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ❖ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ❖ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ❖ Le montage et le démontage des accessoires ;
- ❖ Le changement de direction de la conduite.

a. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $1/4 : (90^\circ)$, $1/8 : (45^\circ)$, $1/16 : (22^\circ 30')$, $1/32 : (11^\circ 15')$.

b. Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ❖ Les cônes à deux emboîtements ;
- ❖ Les cônes à deux brides ;
- ❖ Les cônes à emboîtement et bride.

c. Tés :

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

d. Joints :

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...).

VIII.5. Calcul des volumes des travaux :

VIII.5.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :

Vu que les quatre stations de pompage sont presque identiques et ont les mêmes dimensions donc On fait les calculs pour une seule station.

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur « L » et de largeur « l », soit : $25*8.5 \text{ m}^2$.
- La profondeur des fouilles h : $h=1.5\text{m}$.
- Les semelles sont de forme carré de côté $L=1.5\text{m}$ et de hauteur $h = 0.40 \text{ m}$.
- Les avants poteaux sont de forme carrée de coté $0,30 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0.7 \text{ m}$.
- Les poteaux sont de forme carré de côté $L = 0.30 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 5 \text{ m}$.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 10 cm .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0.15 m .
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0.45 \text{ m}$ et une épaisseur de 0.30 m .
- Le bâtiment ayant une longueur de 25 m et une largeur de 8.5 m , sachant que l'espacement en longueur est de 4.8 m et l'espacement entre les poteaux en largeur est de 4.1 m .
- Le nombre de poteaux total est de 18 .
- Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 15 semelles et 18 fouilles.

➤ Calcul du volume de décapage :

- L'épaisseur de la couche superficielle à découper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$[(25+2*0.55) * (8.5+2*0.55)]*0.10 = 25.05 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à 25 m^3

Le nombre de station de pompage étant de 2 stations, alors le volume total de décapage de ces stations est de : $25 * 2 = 50 \text{ m}^3$

➤ Calcul du volume des déblais

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la côte du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

- La côte du radier du bâtiment étant à une profondeur de 2.1 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de : $27*10.5*2,1$ soit : 595.35 m^3 .
- La fouille ayant le volume de $1.5*1.5*1.5\text{m}^3$.
- Le volume à excaver pour une fouille est de 3.375 m^3 .
- Le nombre de fouilles étant de 18 , le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de 60.75 m^3 .
- Le volume total des déblais est tel que : $595.35 + 60.75$ soit environ : 660 m^3
- Le nombre de station de pompage étant 2 , alors le volume total des déblais de ces stations est de : $660* 2$ soit : 1320 m^3

➤ **Calcul du volume du béton de propreté**

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5*1,5*0,10$ soit **0,225 m³**.

Le nombre de fouilles étant de 18, le volume total du béton de propreté est de **4.05 m³**.

Le nombre de station de pompage étant 2, alors le volume total du béton

de propreté de ces stations est de : $4*4.05$, soit : **16.2 m³**

➤ **Calcul du volume de béton armé**

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont:

- Semelles .
- Demi poteaux .
- Poteaux.
- Longrines.
- Voiles .
- Balcons .
- Chape inférieure .
- Dalle supérieure.

Tableau VIII.1: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage.

Eléments	longueur « L » (m)	largeur « l » (m)	hauteur « h » (m)	Nombre :	V =L*l*h*N(m ³)
semelles	1.5	1.5	0.4	18	16.2
avants poteaux	0.3	0.3	0.7	18	1.134
poteaux	0.3	0.3	5	18	8.1
ceintures inf. long.	25	0.3	0.3	3	6.75
Ceintures inf. larg.	8.5	0.3	0.3	6	4.59
ceintures sup. long.	25	0.3	0.3	3	6.75
ceintures sup. larg.	8.5	0.3	0.45	6	6.885
voiles	7.6	0.2	3	2	9.12
balcons	8.5	1.5	0.2	2	5.1
ceinture du balcon	8.5	0.3	0.5	2	2.55
dalle supérieure	25	8.5	0.07	1	14.875
chape inférieure	25	8.5	0.07	1	14.875
TOTAL					96.929

- Le volume total du béton armé sera donc de 96.93 m^3 , soit : **97 m^3**
 - Le nombre de station de pompage étant Quatre, alors le volume total du béton armé de ces stations est de : 2×97 soit : **194 m^3** .
- **Calcul du volume du remblai compacté :**
- Le volume du remblai compacté des fouilles est $1,5 \times 1,5 \times 1$ et $1,5 \text{ m}$ profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1 m , le volume est de $2,09 \text{ m}^3$.
 - Le nombre de fouilles étant de 18 le volume total de remblais compacté des fouilles est : **37.8 m^3** .
 - Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de $27 \times 10.5 \times 2 \times 2,1$ soit : **1190.7 m^3**
 - Le volume total du remblai compacté est de 1228.5 m^3 , on majorera ce chiffre à **1230 m^3**
 - Le nombre de station de pompage étant 2, alors le volume total du remblai compacté de ces stations est de : 2×1230 soit : **2460 m^3**

➤ **Calcul du volume de la maçonnerie**

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions $30 \times 20 \text{ cm} \times \text{cm}$.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles : $(25 \times 5 \times 2) - (6 \times 1.5 \times 3)$ soit : **223 m^2**
- La surface unitaire (surface d'une brique) étant de $0,06 \text{ m}^2$ ($0,30 \times 0,20$), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 3717 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **4000 briques**, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **8000 briques**.

Le nombre de station de pompage étant trois, alors quantité totale de la brique de ces stations est de : 2×8000 , soit : **16000 unité**

Tableau VIII.2 : Volumes de travaux d'une seule station de pompage

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m^3	25
2	Excavation	m^3	660
3	Remblais compacté	m^3	1230
4	Béton de propreté	m^3	4.05
5	Béton armé semelle	m^3	16.2
6	Béton armé demi poteaux	m^3	1.13
7	Béton armé des ceintures	m^3	25
8	Béton armé des voiles	m^3	9.12
9	Béton armé des balcons	m^3	7.65
10	Béton légèrement armé (chape inférieure)	m^3	15
11	Béton armé poteaux	m^3	8.1
12	Béton armé dalle	m^3	15
13	Maçonnerie (briquetage)	u	8000

VIII.5.2. Calcul des volumes des travaux de l’adduction :

VIII.5.2.1. Déblais d’excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers.

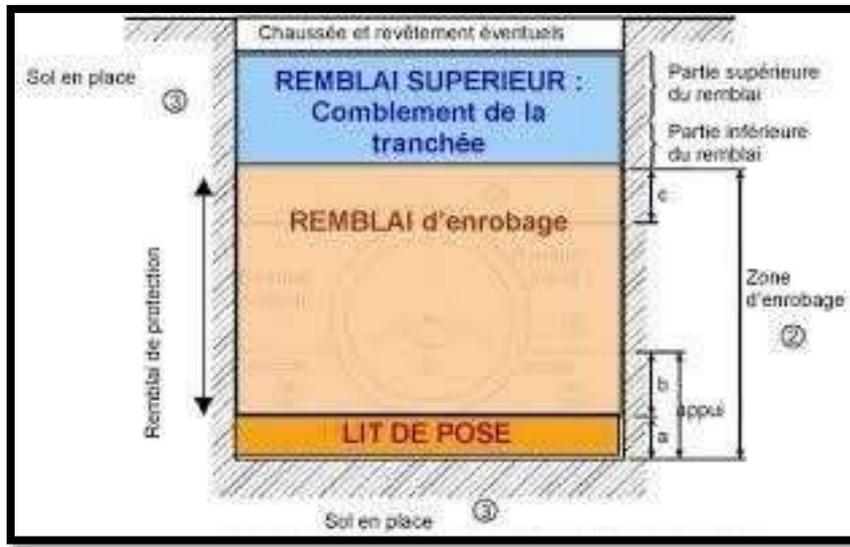


Figure VIII.11 : Structure simplifié d’une tranchée.

Sachant que : $S_{exc} = B \times h$ (VIII.1)

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;
 B : La base de la tranchée ;
 h : profondeur de la tranchée ;

$V_{exc} = S_{exc} \times L$ (VIII.2)

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;
 L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau VIII.3: Calcul du volume des déblais

Tronçon	D (m)	B (m)	h (m)	S_{exc} (m ²)	L (m)	V_{exc} (m ³)
F N °1-SP N °1	0.31	1.31	1.3	1.703	723.56	1232
F N °2-SP N °1	0.31	1.31	1.3	1.703	545.62	930
SP N °1- SP N °2	0.40	1.40	1.4	1.96	696.3	1365
SP N °2- Réservoir tampon N °1	0.40	1.40	1.4	1.96	297.4	583
SP N °2- Réservoir tampon N °2	0.40	1.40	1.4	1.96	216.13	424
Total						4532

Donc le volume total des déblais est de : **4532 m³**

VIII.5.2.2. Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 20 cm d'épaisseur.

$$V_s = B \times e \times L \quad (\text{VIII.4})$$

V_s : volume du lit de sable (m^3) ;

E : épaisseur du lit de sable, $e = 15$

cm ; L : longueur de la tranchée (m).

Tableau VIII.4: Calcul du volume du lit de sable

Tronçon	B (m)	e (m)	L (m)	V_{exc} (m^3)
F N °1-SP N °1	1.31	0.2	723.56	190
F N °2-SP N °1	1.31	0.2	545.62	143
SP N °1- SP N °2	1.40	0.2	696.3	195
SP N °2- Réservoir tampon N °1	1.40	0.2	297.4	84
SP N °2- Réservoir tampon N °2	1.40	0.2	216.13	60
Total				672

Donc le volume du lit de sable est : $V_s = 672 \text{ m}^3$

VIII.5.2.3. Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \tag{VIII.5}$$

S_c : section de la conduite (m²) ;
 D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c \times L \tag{VIII.6}$$

V_c : volume de la conduite (m³) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le VIII.2.c.

Tableau VIII.5 : Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	S (m ²)	L (m)	V _{exc} (m ³)
F N °1-SP N °1	0.31	0,075	723.56	54,58
F N °2-SP N °1	0.31	0,075	545.62	41,16
SP N °1- SP N °2	0.40	0,126	696.3	87,46
SP N °2- Réservoir tampon N °1	0.40	0,126	297.4	37,35
SP N °2- Réservoir tampon N °2	0.40	0,126	216.13	27,15
Total				248

On prend le volume de la conduite : $V_c = 248 \text{ m}^3$

VIII.5.2.4. Remblais compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \tag{VIII.7}$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

A.N : $V_r = 4532-672-248 \Rightarrow V_r = 3612 \text{ m}^3$

Tableau VIII.6 : Volumes des travaux de transfert :

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	4532
2	Lit de sable	m ³	672
3	La conduite	m ³	248
4	Remblais	m³	3612

VIII.6. Calcul des coûts des travaux :

Tableau VIII.7: Coût des travaux d'une seule station de pompage.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	385	400.00	154000
2	Gros béton	m ³	4.05	6000.00	24300
3	Béton armé	m ³	82.2	25000.00	2055000
4	Béton légèrement armé	m ³	15	14000.00	210000
5	Remblais compacté	m ³	1230	400.00	492000
6	Maçonnerie	u	8000	40.00	320000
Montant					3255300

Le coût des travaux d'une seule station de pompage est de : **3 255 300.00 DA**

(et on a deux (02) stations de pompage)

Tableau VIII.8: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	4532	400.00	1812800
2	Lit de sable	m ³	672	1000.00	672000
4	Remblais compacté	m ³	3612	500.00	1806000
Montant					4290800

Le coût des travaux de l'adduction est de : **84 082 600.00 DA**

Tableau VIII.9: Bilan des coûts

Coût des stations de pompage.	(3 255 300.00*2) DA
Coût de l'adduction.	4 290 800.00 DA
Coût de l'ensemble du projet.	10 801 400.00 DA

Le coût global des travaux est estimé à: **10 801 400.00 DA**

VIII.7. Les engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VIII.7.1. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipements qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionné par des vérins hydrauliques. (Voir schéma ci-après) :



Figure VIII.12 : Pelle hydraulique.

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

VIII.7.2. Dozer :

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde depuis les années 1940-45. Leur silhouette est devenue familière sur de très nombreux chantiers doit commencer par le décapage de la terre végétale ou couche supérieure du sol qui contient des débris végétaux ; ce résultat est pratiquement obtenu au cours de la déforestation.

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couchés d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75 cm à 1 m).



Figure VIII.13 : Bulldozer

VIII.7.3. Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilise pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VIII.14: Chargeur

VIII.7.4. Compacteur (vibrateur de sol) :

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Figure VIII.15 : Compacteur

VIII.8. Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau).
- Sans retard.
- Aussi économique que possible.
- Avec la définition des tâches et leurs durées.

VIII.8.1. Station de pompage :

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.10 : Durée des travaux pour les stations de pompage

Opération	Durée
Décapage	1
Excavation	2
Coulage du béton de propreté.	2
Coulage du béton pour les semelles.	2
Coulage du béton pour les demi-poteaux.	2
Remblayage et compactage des fouilles.	2
Construction des murés	2
Coulage béton longrines inférieures.	3
Remblayage et compactage des casiers.	2
Coulage de la chape inférieure.	3
Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	4
Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	4
Maçonnerie et finition générale.	5
Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure) évacuation des débris et nettoyage	7

VIII.8.2. Adduction :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.11 : Durée des travaux pour l'adduction

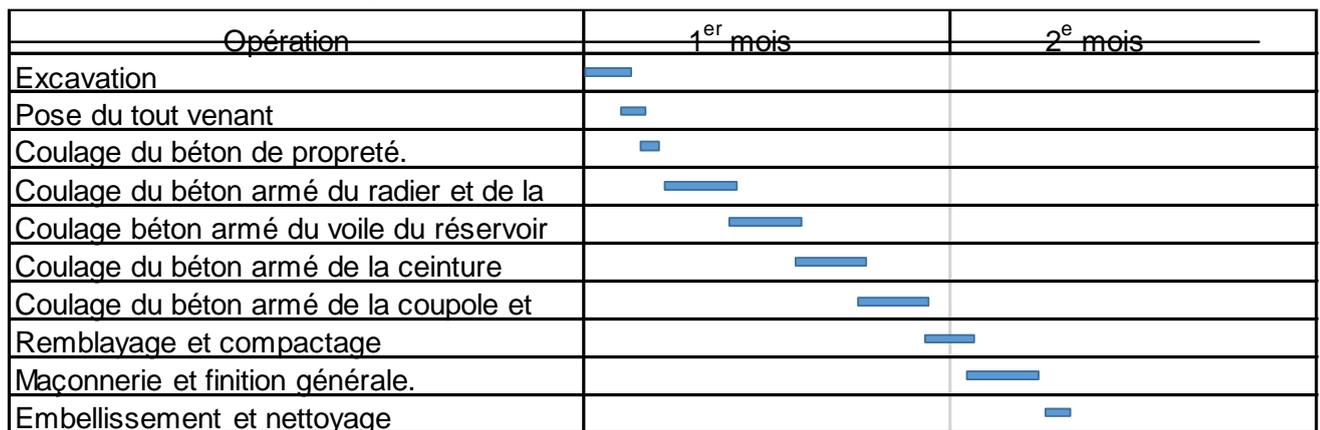
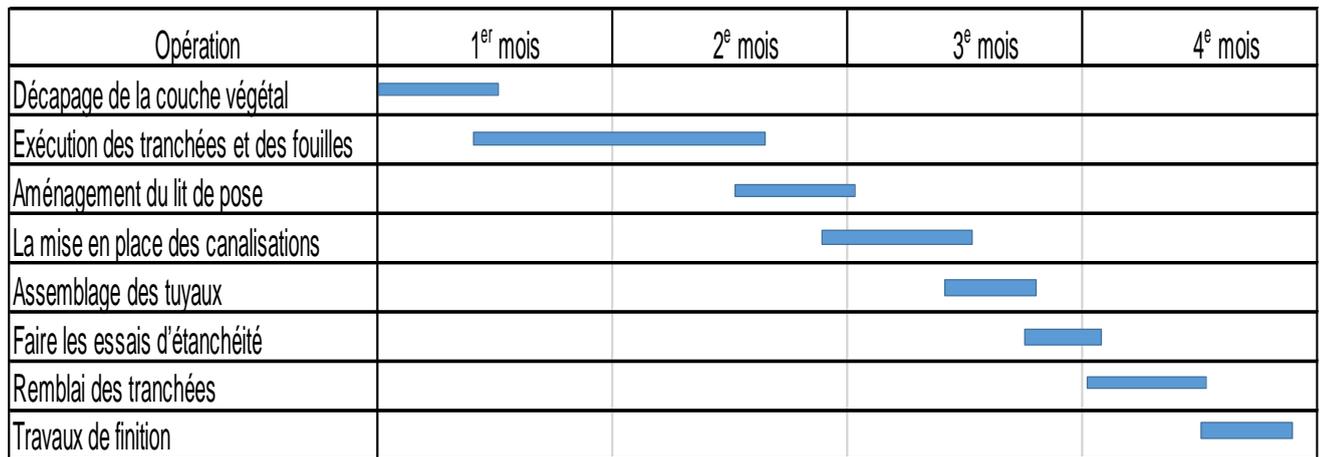
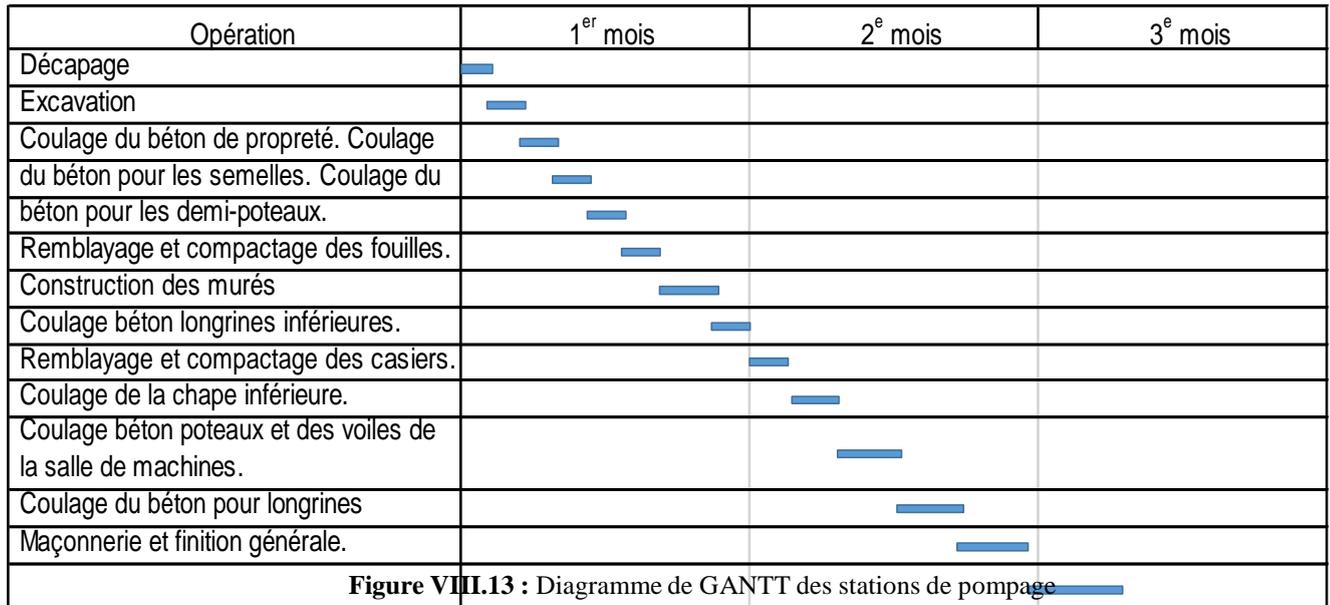
Opération	Durée
Décapage de la couche végétal	15
Exécution des tranchées et des fouilles	45
Aménagement du lit de pose	15
La mise en place des canalisations en tranchée	20
Assemblage des tuyaux	10
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	8
Remblai des tranchées	15
Travaux de finition	10

VIII.8.3. Réservoirs

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VIII.12 : Durée des travaux pour le réservoir

Opération	Durée (jour)
Excavation	3
Pose du tout venant	1
Coulage du béton de propreté.	1
Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	5
Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	5
Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	5
Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	5
Remblayage et compactage.	2
Maçonnerie et finition générale.	5
Evacuation des débris et nettoyage	1



La durée totale du projet s'élève à approximativement 202 jours soit 6 mois et 22 jours si aucun retard dû aux intempéries ou à un quelconque accident ne sera signalé

VIII.9. Protection et sécurité du travail :

Introduction

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humaine.

C'est la raison pour la quelle un certain nombre de dispositions est pris afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et de la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable.

Les différentes phases d'exécution des travaux sont :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil) tels que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concernent l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les problèmes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur étude.

VIII.9.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VIII.9.1.1.Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, manque de maîtrise et de responsable.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.9.1.2.Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

VIII.9.2.Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception et dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

VIII.9.3.Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.9.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

VIII.9.4.1. Protection individuelle :

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gants, chaussures, lunette protectrice etc.)

VIII.9.4.2. Autre protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).
- Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

VIII.9.4.3. Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique doit être placée que par des électriciens qualifiés.

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- Les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- La durée du projet qui est de 202 jours.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Conclusion générale :

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'étude, nous avons fait une étude qui englobe toutes les informations nécessaires pour assurer que la réalisation de projet se fait dans des bonnes conditions en respectant toutes les normes qui règnent de ce type des travaux.

L'étude a été faite compte tenu des besoins en eau dans la région d'étude, et ce, pour un horizon de 30 ans. Pour répondre à l'objection de cette étude qui est l'élaboration d'un système d'adduction afin de transférer l'eau dessalée vers notre zone d'étude et pour cela il doit :

- ❖ Faire la présentation de la zone d'étude et une estimation des besoins en eau qui ont permis de déterminer le débit à satisfaire qui est de 8163 m³/j
- ❖ Dimensionner un réservoir tampon afin d'assurer la continuité d'écoulement et les baches d'eau pour les stations de pompage.
- ❖ Projeter des conduites en PEHD de diamètres qui varient entre 400 mm à 315 mm
- ❖ Implanter 2 stations de pompage et choisir le type des pompes convenables à notre besoin et protéger l'adduction contre le régime transitoire en projetant un réservoir d'air à la sortie de chaque station pour résister aux fortes surpressions et dépressions.
- ❖ Calculer les volumes des travaux et leurs coûts financiers.

Au terme de ce modeste travail, il est à retenir que la bonne gestion du système d'adduction est tout aussi importante que le dimensionnement proprement dit, et ce, dans l'optique d'assurer la longévité et la pérennité du système d'adduction et ses composantes.

REFERENCES BOBLIOGRAPHIQUES :

- [1] **Lotfi Mustapha KAZI-TANI & Abdelaziz GAOUAR** : « Ebauche cartographique dessous dans la région des Traras (NO de l'Algérie) »
- [2] **O.N.M de Ghazaouet ,2019, Rapport interne.** (Office national de météorologie).
- [3] **ADE (Algérienne Des Eaux), 2017, Rapport interne.**
- [4] **O.HADJILA & I.SABER ,2017** ,Etude de sécurisation de l'alimentation en eau potable des grandes agglomération de la willaya de Tlemcen.
- [5] **B.SALAH** ,Cours d'alimentation en eau potable,2014.
- [6] **A.DUPONT « hydraulique urbaine »,1977**
- [7] **J.BONNIN « Hydraulique urbaine »** ,paris 1986 ,édition Eyrolles .

Mémoires :

A.ATTOUSSI : ETUDE : D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DE LA VILLE DE SIDI KHALED A PARTIR DU CHAMP DE CAPTAGE DE NIFIDHA (W.BISKRA),2014

S.DAHMANI : RENFORCEMENT DE L'APPROVISIONNEMENT EN EAUPOTABLE DE LA VILLE D'AL BEYADH,2012

Catalogue :

CAPRRARI

CHIALI

Web site :

www.researchgate.c

omwww.chiali.com

www.charlatte.com

ANNEXE :

Tableau : Répartitions des débits horaires en fonction du nombre d'habitant :

HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
	Moins de 10000	10001à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Diamètre Nominal	PN	Epaisseur e mm	Diamètre hydraulique mm	Prix DA/ML
Ø20	16	2	16	28,42
Ø25	16	2,3	20,4	41,65
Ø32	16	3	26	68,36
Ø40	16	3,7	32,6	105,60
Ø50	16	4,6	40,8	163,91
Ø63	16	5,8	51,4	258,97
Ø75	16	6,8	61,4	361,62
Ø90	16	8,2	73,6	526,75
Ø110	16	10	90	781,55
Ø125	16	11,4	102,2	1 011,85
Ø160	16	14,6	130,8	1 653,75
Ø200	16	18,2	163,6	2 597,00
Ø250	16	22,7	204,6	4 018,00
Ø315	16	28,6	257,8	6 370,00
Ø400	16	36,3	327,4	10 290,00
Ø500	16	45,4	409,2	16 047,50
Ø630	16	57,2	515,6	25 480,00
Ø710	16	64,5	581	32 217,50
Ø800	16	72,6	654,8	40 915,00