

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Nedroma willaya de Tlemcen a partir du réservoir 5000 m3 de Beni Khalled.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0025-20

APA Citation (توثيق APA):

Bentrar, Walid (2020). Renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Nedroma willaya de Tlemcen a partir du réservoir 5000 m3 de Beni Khalled[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مبداعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**RENFORCEMENT DE L'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE DE NEDROMA WILLAYA DE
TLEMCCEN A PARTIR DU RESERVOIR 5000 M³ DE BENI
KHALLED.**

Présenté par :

Mr BENTRAR WALID

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr DJELLAB Mohamed	M.C.A	Président
Mr BOUKHELIFA Mustapha	M.A.A	Examineur
Mr DERNOUNI Youcef	M.A.A	Examineur
Mme KAHLERRAS Malika	M.C.B	Promoteur

Session Novembre-2020

Remerciement :

Mes remerciements à mon père et ma mère ..je remercie
fortement ma promotrice M^{me} M.KAHLERRAS de m'avoir orienté par
ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail .

Par la même occasion je remercie :

Les membres de jury qui m'ont honoré par leur présence et qui vont
juger mon travail.

Mes enseignant de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation
d'ingénieur d'Etat en Hydraulique.

Walid Benrar

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail en signe de respect à mes très chers parents :

Mon père : Mustapha

Ma mère : Khatima Embouazza

Pour leurs sacrifices et leurs soutiens moral et matériels afin d'atteindre mon but.

Walid Benrar

ملخص

تتأذى مدينة ندرومة بولاية تلمسان من عجز كبير في إمدادات مياه الشرب وأزمة عطش منذ تعطل وإغلاق محطة تحلية مياه البحر "سوق الثلاثاء"، الأمر الذي استدعى دراسة لإيجاد حل لهذه الأزمة وتحسين الوضع.

من خلال هذه المذكرة قمنا بدراسة مشروع تعزيز إمدادات مياه الشرب لمدينة ندرومة من خزان 5000 م³ بسيدي إدريس منطقة بني خالد، واشتملت هذه الدراسة تحديد أبعاد أنابيب النقل و الخزانات ومحطات الضخ وحماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية.

Résumé :

La ville de Nedroma willaya de Tlemcen souffre d'un pur déficit en alimentation en eau potable et une crise de soif depuis la panne et l'arrêt de la station de dessalement des eaux de mer « Souk Tléta », ce qui appelle à réaliser une étude pour trouver une solution à cette crise et améliorer la situation.

A travers ce mémoire on étudie un projet de renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Nedroma à partir de réservoir 5000 m³ de Sidi Idriss la région de Béni Khalled , cette étude constitue le dimensionnement de l'adduction et les capacités des réservoirs et les stations de pompage et la protection des conduites contre le phénomènes de coup de bélier.

Abstract:

The town of Nedroma, in Tlemcen suffers from a deficit in drinking water supply and a thirst crisis since the breakdown and shutdown of the "Souk Tléta" seawater desalination station, which calls for a study to find a solution to this crisis and improve the situation.

Through this thesis we present a project to strengthen the drinking water supply of the city of Nedroma from a 5000 m³ reservoir of Sidi Idriss in the region of Béni Khalled. This study consists in dimensioning an abduction, the capacities of reservoirs and pumping stations, and the protection of pipes against water hammer phenomena.

SOMMAIRE :

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.	
Introduction	2
I.1.Situation géographique de la ville de Nedroma :	2
I.2. Situation géographique de la ville de Ain kebira:	2
I.3.Situation climatologique de la zone d'étude :	3
I.4. Situation topographique et relief :	5
I.5. Situation hydrogéologique :	5
I.6.situation hydraulique :	6
Conclusion :	11
Chapitre II : Estimation des besoins.	
Introduction :	12
II.1. Estimation de la population :	12
II.2. Calcul des besoins en eau potable :	13
II.2.1. Estimation des besoins en eau domestique : :.....	13
II.2.2. Les besoins scolaires : :.....	14
II.2.3. Besoins sanitaires : :.....	14
II.2.4. Besoins administratifs :.....	15
II.2.5. Besoins religieux :.....	15
II.2.6. Besoins socioculturels :.....	16
II.2.7. Besoins commerciaux :.....	16
II.2.8. Besoins du bétail :.....	17
II.3. Détermination du débit maximal et minimal journaliers :	18
II.3.1. Nature de Variations.....	18
II.3.2. La variation annuelle :.....	18
II.3.3. La variation hebdomadaire :.....	18
II.4.4. La variation journalière :.....	19
Conclusion :	25
Chapitre III : Etude des réservoirs.	
Introduction :	26
IV.1. Fonctions techniques des réservoirs :	26
III.2. Classification des réservoirs :	26
III.3. Emplacement des réservoirs :	27
III.4. Calcul de la capacité des réservoirs :	27
III.4.1. La méthode analytique :	27
III.4.2. Méthode graphique :	27
III.5. Dimensionnement des réservoirs d'adduction :	27
III.5.1. Réservoir tampon RT :	27
III.5.2. Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage(SP) :.....	30
III.6. Les équipements des réservoirs :	30

III.7. Hygiène et sécurité :	34
III.7.1. Prescriptions sanitaires :	34
III.7.2. Recommandations diverses :	34
III.8. Traversée des conduites dans les parois du réservoir :	37
Conclusion :	38

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

Introduction :	39
IV.1. Types d'adduction :	39
IV.1.1. Adduction gravitaire :	39
IV.1.2. Adduction par refoulement :	39
IV.1.3. Adduction mixte :	39
IV.2. Adduction et types d'écoulement :	39
IV.2.1. Ecoulement à surface libre :	39
IV.2.2. Ecoulement en charge :	39
IV.3. Critères de choix du tracé :	39
IV.4. Choix du matériau de la conduite :	40
IV.5. Comportement d'une conduite :	40
IV.5.1. Cas de surpression :	40
IV.5.2. Cas de dépression :	41
IV.6. Calcul hydraulique :	41
IV.6.1. Méthode de calcul :	41
IV.7. Caractéristique de l'adduction :	42
IV.7.1. Hauteur manométrique totale :	42
IV.7.2. Puissance de pompage :	42
IV.7.3. Energie consommée par le pompage :	42
IV.7.4. Amortissement annuel :	42
IV.7.5. Dépense annuelle de l'énergie :	43
IV.7.3. Energie consommée par le pompage :	43
IV.7.4. Amortissement annuel :	43
IV.7.5. Dépense annuelle de l'énergie :	43
IV.8. Dimensionnement de l'adduction :	46
IV.8.1. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :	46
IV.8.2. Caractéristiques des différents points :	46
IV.8.3. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :	47
IV.9. Bilan total des frais de réalisation :	60
Conclusion :	60

Chapitre V : Etude de pompage.

Introduction :	61
V.1. Définition de la pompe :	61
V.2. Choix du type de pompe :	61
V.3. Choix du nombre de pompes :	61
V.4. Couplage des pompes :	61

V.5. Refoulement dans les 4 stations de pompage :	61
V.5.1. Station de pompage n°1 :	61
V.5.2. Station de pompage n°2 :	64
V.5.3. Station de pompage n°3 :	66
V.5.4. Station de pompage n°4 :	68
V.6. Point de fonctionnement :	70
V.7. Courbe caractéristique de la conduite :	70
V.8. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :	74
V.9. Equipement hydraulique en amont et en aval de la pompe :	76
V.9.1. Les équipements en amont : aspiration :	76
V.9.2. Les équipements en aval : refoulement :	77
V.10. Etude de la cavitation :	78
V.11. Calage de la pompe :	79
V.12. Choix du moteur électrique :	80
V.12.1. Critère de choix du moteur électrique :	80
V.12.2. Vitesse de rotation du moteur :	80
V.12.3. Puissance fournie par le moteur :	80
V.12.4. Caractéristique du moteur :	80
V.13. Bâtiment de la station de pompage :	81
V.13.1. Choix du type de bâtiment :	81
V.14. Dimensionnement de bâtiment de la station de pompage :	82
V.14.1. Dimensionnement de bâtiment de la station de pompage n°1 :	82
V.14.2. Dimensionnement de bâtiment des autres stations :	83
Conclusion :	83

Chapitre VI : Protection des conduites contre les phénomènes transitoires.

Introduction :	84
VI.1. Définition du coup de bélier :	84
VI.2. Causes du coup de bélier :	84
VI.3. Risques dus aux coups de bélier :	84
VI.4. Description des phénomènes physiques :	84
VI.5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :	85
VI.6. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :	86
VI.6.1. Calcul des réservoirs d'air.....	87
VI.7. Installation du réservoir d'air :	89
Conclusion :	89

Chapitre VII : Organisation de chantier et pose de canalisation.

Introduction :	90
VII.1.1. Travaux concernant les stations de pompage :	90
VII.1.2. Travaux concernant l'adduction :	90
VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs :	91

VII.2. Calcul des volumes des travaux :	91
VII.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :	91
VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :	94
VII.3. Calcul des coûts des travaux :	97
VII.4. Bilan total des travaux :	97
VII.5. Engins :	98
VII.5.1. Pelle hydraulique :	98
VII.5.2. Dozer :	98
VII.5.3. Chargeur :	99
VII.5.4. Compacteur (vibrateur de sol) :	99
VII.5.3. Chargeur :	99
VII.5.4. Compacteur (vibrateur de sol) :	99
VII.6. Pose de canalisation :	100
VII.6.1. Principe de pose de canalisations :	100
VII.6.1.1. Pose en terre :	101
VII.6.1.2. Pose en mauvais terrains :	101
VII.6.1.3. Pose en galerie :	101
VII.6.1.4. Pose en pente :	101
VII.6.1.5. Traversée de rivière :	101
VII.6.2. Les actions reçues par les conduites :	101
VII.6.3. Réalisation des fouilles :	102
VII.6.4. La mise en tranchée :	102
VII.6.5. Epreuve des joints et canalisation principale :	102
VII.6.6. Remblaiement des tranchées :	102
VII.6.7. Le compactage :	102
VII.6.8. Butée et amarrage :	103
VII.6.9. Accessoires :	104
VII.6.9.1. Vannes de sectionnement :	104
VII.6.9.2. Clapets anti retour :	105
VII.6.9.3. Ventouses :	106
VII.6.9.4. Vannes de décharge :	107
VII.6.9.5. Moyens anti-bélier :	107
VII.6.9.6. By-pass :	107
VII.6.9.7. Poteaux d'incendie :	107
VII.6.9.8. Crépines :	108
VII.6.9.9. Déversoirs de trop plein :	108
VII.6.9.10. Organes de mesure :	108
VII.6.9.11. Organes de raccordement :	111
Conclusion générale :	113

Listes des tableaux :

Tableau I.1 : Coordonnées géographiques de la station de Ghazaouet.....	4
Tableau I.2 : Données pluviométriques (mm) mensuelles et annuelles de la station de Ghazaouet pour le (1985 – 2019).....	4
Tableau I.3 : Températures maximales moyennes (°C), enregistrés au niveau de la station de Ghazaouet pour la période (1985-2019)	4
Tableau I.4 : températures minimales moyennes (°C), enregistrés au niveau de la station de Ghazaouet pour les deux périodes :.....	4
Tableau I.5 : Les moyennes mensuelles des vitesses de vent :.....	5
Tableau I.6: Situation des ressources hydriques souterraines des autres agglomérations.....	7
Tableau I.7: Les débits distribués par les stations de dessalement.....	8
Tableau I.8 : Les totales des ressources en eaux possible pour chaque agglomération.....	8
Tableau II.1 : l'évolution de la population à différents horizons.....	12
Tableau II.2 : Dotations aux différents horizon pour les milieux urbains.....	13
Tableau II.3 : Dotation aux différents horizon pour les milieux ruraux.....	13
Tableau II.4 : Estimation de la consommation domestique de la ville de Nedroma.....	14
Tableau II.5 : Estimation de la consommation domestique de la ville de Ain kebira.....	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 consommation 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 Nedroma pour l'horizon 2050.....	21
Tableau II.21 : la variation des débits horaires de l'agglomération de Ain kebira 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, β 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	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	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	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 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP3).....	73
Tableau V.8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP4).....	74
Tableau V.9 : la hauteur d'aspiration admissible.....	78
Tableau V.10: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	79
Tableau V.11: La hauteur d'aspiration admissible des pompes de chaque station de pompage.....	79
Tableau V.12: Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	80
Tableau V.13 : la puissance de moteur de chaque type de pompe.....	81
Tableau V.14: Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage.....	83
Tableau VI.1 : : La célérité d'onde et le temps de retour de l'onde de déformation des différents.....	86
Tableau VI.2: Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement...88	88
Tableau VI.3: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement.88	88

Tableau VI.4: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.....	88
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 : Carte de situation de la ville. (Nedroma).....	2
Figure I.2 : Carte de situation de la ville. (Ain kebira).....	2
Figure I.3: Situation géographique de la zone d'étude.....	3
Figure I.4 : Les points de raccordement entre les systèmes de transfert de la Willaya de Tlemcen.....	10
Figure II.1 : Histogramme de nombre d'habitant pour différent horizon.....	13
Figure II.2 : histogramme de la consommation totale :(Nedroma).....	22
Figure II.3 : La courbe de la consommation totale (Nedroma).....	22
Figure II.4: histogramme de la consommation totale :(Ain kebira).....	24
Figure II.5: La courbe de la consommation totale (Ain kebira).....	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 (manchon à bout liss.....	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 : La fiche technique des pompes de SP3.....	67
Figure V.4 : La fiche technique des pompes de SP4.....	69
Figure V.5 : Point de fonctionnement des pompes de SP1.....	71
Figure V.6 : Point de fonctionnement des pompes de SP2.....	72
Figure V.7 : Point de fonctionnement des pompes de SP3.....	73
Figure V.8 : Point de fonctionnement des pompes de SP4.....	74
Figure V.9 : 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 différentes types des débitmètres.....	110
Figure VII.15 : Manomètre (d'après document BAMO).....	111

Listes des planches :

Planche n°1 : Plan topographique d'adduction RT1-Nedroma partie 1

Planche n°2 : Plan topographique d'adduction RT1-Nedroma partie 2

Planche n°3 : Plan topographique d'adduction RT1-Nedroma partie 3

Planche n°4 : Profil en long avec les détails.

Planche n°5 : Les accessoires d'une adduction.

Introduction générale :

L'eau est une ressource naturelle limitée, nécessaire à la vie, et essentielle pour le développement économique et social. Elle est indispensable pour les agglomérations et usages domestiques dans le monde.

L'eau potable est essentielle pour la santé, la survie, la croissance ; il n'y a pas de développement sans eau potable, c'est pour cela que le raccordement en eau des populations fait partie des axes stratégiques majeurs parmi ceux identifiés pour la réduction de la pauvreté.

Le manque d'eau potable est devenu la préoccupation quotidienne des autorités algériennes. Les habitants de la région de Nedroma souffrent d'une crise de soif pendant longtemps.

C'est dans ce contexte et pour la résolution de ce problème, nous proposons une application d'un programme d'urgence d'alimentation en eau potable à partir de la station de dessalement de Honaine, mis en œuvre afin de pallier les perturbations de l'alimentation des populations des communes de Nedroma et Ain elkebira . La commune de Ain elkebira est alimentée à partir d'un piquage au niveau de l'adduction engendrées par l'arrêt total de la station de dessalement de Souk Tleta en raison des travaux d'entretien et de réhabilitation.

Notre travail est basé sur l'estimation des besoins en eau de cette région pour l'horizon de l'étude 2050, et ça nous conduira à déterminer le débit transféré à la zone d'étude, ou l'on pourra définir la variante optimale de l'adduction.

Ce mémoire de fin d'étude se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum.

Au premier chapitre nous avons présenté la zone d'étude qu'est la région de Nedroma. Puis au deuxième chapitre nous avons donné une estimation des besoins de la consommation par rapport au nombre d'habitants. Quant au chapitre trois. Il est destiné au calcul des réservoirs et capacité de stockage. Les chapitres quatre et cinq sont dédiés respectivement à l'étude du pompage et le réseau d'adduction ensuite le chapitre six est consacré uniquement à la protection de conduite. Enfin, le chapitre sept est consacré pour la pose de canalisation et l'organisation de chantier.

Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à la présentation générale de l'agglomération du point de vue géographique, climatologique et hydrogéologique, et connaître la situation hydraulique actuelle afin de calculer le déficit à combler.

I.1.Situation géographique de la ville de Nedroma :

Nédroma est une ville située dans l'ouest Algérien. Daïra de la Wilaya de Tlemcen, elle a une superficie de 140 km². Elle est située à 50 km de Tlemcen, à 160 km d'Oran.. La ville s'étage sur une pente orientée vers la mer, à une altitude variant entre 360 et 470 mètres.



Figure I.1 : Carte de situation de la ville. (Nedroma) **Source :Google maps 2020**

I.2. Situation géographique de la ville de Ain kebira:

Le territoire de la commune d'Aïn Kebira est situé au nord-ouest de la wilaya de Tlemcen, à environ 36 km à vol d'oiseau au nord-ouest de la ville de Tlemcen.



Figure I.2 : Carte de situation de la ville. (Ain kebira) **Source :Google maps 2020**

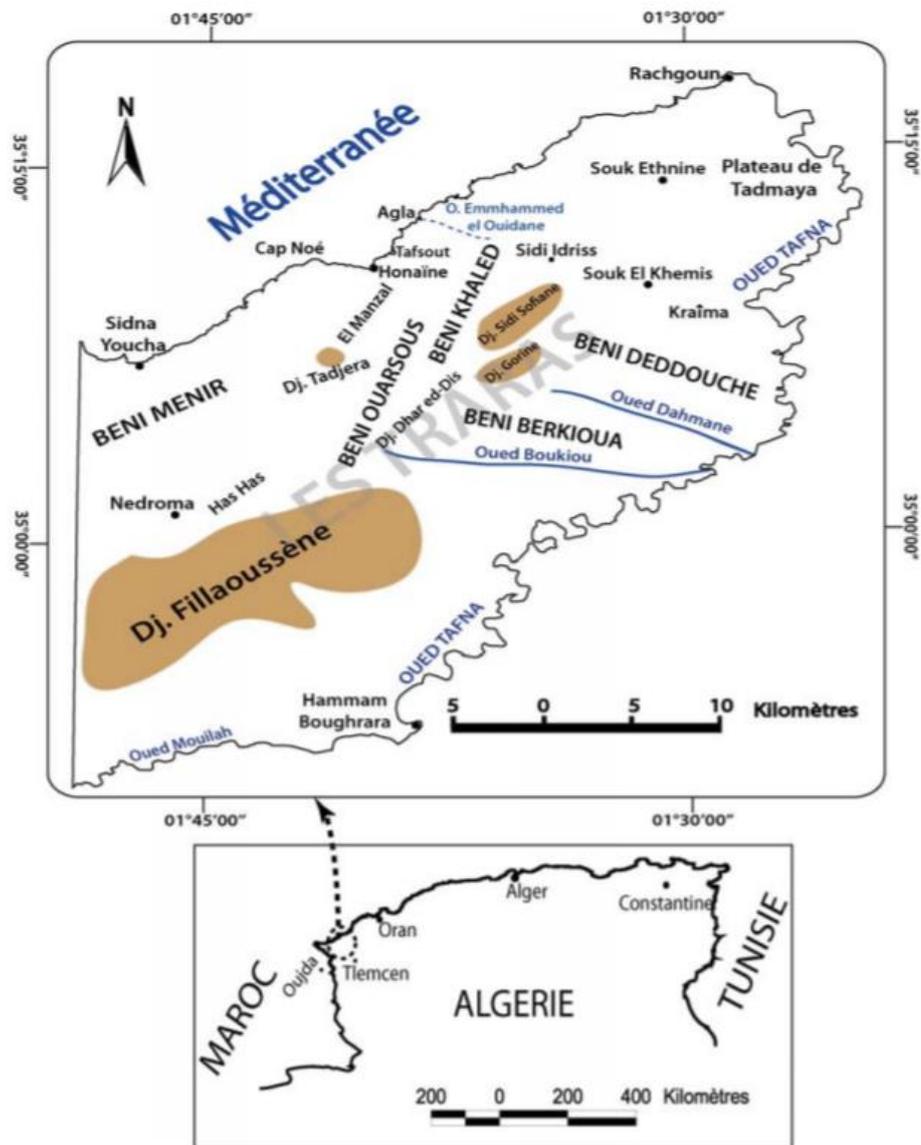


Figure I.3: Situation géographique de la zone d'étude. [1]

I.3. Situation climatologique de la zone d'étude :

Le climat à Nedroma et Ain kebira est un climat méditerranéen. C'est un climat froid peu humide en hiver, sec et chaud en été. La région de Nedroma est celle qui reçoit le plus de pluies après Tlemcen. Les précipitations annuelles avoisinent les 400mm, la température annuelle en moyenne est de 16.9°. [2]

I.3.1. Station météorologique :

Le climat régional peut être défini à l'aide de l'exploitation des données climatiques de la station météorologique la plus proche de la zone d'étude. (Ghazaouet). Ces données ont été fournies par l'O.N.M (Office National de la météorologie). [2]

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Tableau I.2 : Coordonnées géographiques de la station de Ghazaouet.

Station météorologique	Latitude	Longitude	Altitude	Wilaya
Ghazaouet	35°06'N	1°52'W	04	Tlemcen

(O.N.M Ghazaouet, 2020)

I.3.2. Précipitations :

La précipitation est un facteur climatique très important. Les données pluviométriques sont regroupées dans le tableau suivant : (Tableau I.2)

Tableau I.2 : Données pluviométriques (mm) mensuelles et annuelles de la station de Ghazaouet pour le (1985 – 2019).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D	Précipitations Annuelle
P (mm)	68.21	55.96	45.67	39.04	29.33	5.8	2.58	12.98	36.6	36.07	63.88	43.04	439.16

Source O.N.M de Ghazaouet (2019).

P : Précipitations

I.3.3. Températures :

Tableau I.3 : Températures maximales moyennes (°C), enregistrés au niveau de la station de Ghazaouet pour la période (1985-2019).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D	T.M.M
T (°C)	17.31	17.51	18.51	20.35	22.32	25.49	28.36	29.45	27.2	24.18	21.05	18.47	22.51

Source :O.N.M de Ghazaouet (2019).

T.M.M : Température maximales moyenne Pour notre station d'étude, les températures sont assez élevées durant la station sèche. 29,45 °C, Cette valeur a teint au mois d'Aout 29,45 °C (Tableau I.4).

• Températures moyennes des minimas du mois le plus froid «m » La station froide, c'est la période pendant laquelle les températures moyennes sont inférieures à 10°C.

Tableau I.4 : températures minimales moyennes (°C), enregistrés au niveau de la station de Ghazaouet pour les deux périodes :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D	T.M.M
T (°C)	8.69	9.40	11.15	12.61	15.49	18.93	21.74	22.48	20.2	16.54	12.94	9.93	15.01

Source :O.N.M de Ghazaouet (2019).

T.M.M : Température moyenne des minimales La température minimale «m» de l'ordre de 8.69°C pendant la nouvelle période durant le mois janvier, c'est donc le mois le plus rigoureux (Tableau I.5).

I.3.4 Le vent :

La variation de vent au court de l'année est représentée dans le tableau suivant :

Tableau I.5 : Les moyennes mensuelles des vitesses de vent :

Mois :	J	F	M	A	M	J	J	O	S	O	N	D
Vitesse de vent (m/s)	4.4	4.5	4.2	3.9	3.8	3.4	3.2	3.2	3.5	3.6	4.2	4.5

Source :O.N.M de Ghazaouet (2019).

Le vent est caractérisé seulement par leur vitesse dont la valeur moyenne anuelle est environ 3.86 m/s.

I.4. Situation topographique et relief :

Nedroma est située à 650 m d'altitude, Elle est bâtie sur un replat topographique elle s'étale sur le versant nord du mont Fillaoucène dans le massif des Trara, l'un des chaînons de l'Atlas Tellien dans sa terminaison occidentale extrême.

Le territoire de la commune de Nédroma est caractérisé du Sud vers le Nord par trois formations bien distinctes :

- a- Chaîne montagneuse au Sud d'une orientation Sud-Nord entièrement liée au Djebel Fallaoucène. Cet ensemble montagneux se manifeste par Djebel Glia (1000m), Djebel El Ancer (700m) et Djebel El Machouar (550 m) ou prend naissance l'Oued Tleta. Les altitudes varient dans un ordre décroissant (1000à 500m) du Nord vers le Sud.
- b- Une Seconde chaîne de monticules au Nord de la commune d'une orientation Est-Ouest est formée principalement par Djebel El Kemkoum qui constitue la limite est du périmètre de Ghazaouet. Les altitudes sont relativement douces et varient entre 300 et 500 m.
- c- Entre les versants Nord et les versants Sud, s'ouvre une dépression très fertile, la plaine de Mezaourou ou s'exerce l'essentiel de l'activité agricole.les altitudes sont de 100 à 300m.

I.5. Situation hydrogéologique :

Parmi les formations géologiques existant dans la région d'étude, seules les formations suivantes sont considérées comme formations aquifères potentielles.

I.5.1 Aquifère plio-quadernaire :

Cet aquifère englobe les formations suivantes :

I.5.1.1 Les alluvions :

Ces formations sont localisées au niveau d'Oued Ghazouanah ainsi qu'à Ouled Ziri :

A- Nappe alluvionnaire d'Oued Ghazouanah :

Cette nappe est la plus importante (superficie de 51,20 km²). Elle est superficielle, d'une profondeur moyenne de 10 à 40 m selon le sens d'écoulement qui se fait généralement vers la mer. Cette nappe est exploitée par un ensemble de puits individuels qui servent à la fois à la consommation en eau de boisson et d'irrigation, ainsi que par des puits communaux gérés par L'A.D. E et débitant approximativement 750m³/j.

L'étude par prospection électrique dans la plaine alluviale de l'Oued Ghazouanah permet d'avoir une idée sur la géométrie de la couche aquifère, des épaisseurs, des alluvions et également de leur nature. En effet, les alluvions sont constituées de :

- -dépôts assez grossiers très superficiels souvent secs.
- -sables (résistivités de 10 ohm/m).
- -des sables et graviers à éléments plus grossiers sur 10 à 15 m à la base (Résistivité 20-40 ohm/m).

Au Nord-ouest du bassin, les alluvions reposent sur le substratum argileux (Résistivité 10 ohm/m) et au Sud Est ils recouvrent directement le substratum résistant du Jurassique. Le Jurassique représenté par les calcaires à intercalations marno-schisteuses du Lias ne présente pas ou peu d'intérêt

hydro - géologique car ils ont des surfaces d'affleurements réduites. De plus, le calcaire sous-jacent des alluvions a une résistivité de l'ordre de 70 ohm/m indiquant une couche résistante.

L'épaisseur des alluvions n'est pas uniforme, elle varie de 3 à 15 m. La partie centrale du bassin tient une épaisseur maximum de l'ordre de 15 m. Elle diminue graduellement vers le Nord-Ouest et le Sud Est. Les eaux souterraines sont de Qualité médiocre, faiblement minéralisée.

B- Nappe alluvionnaire d'Oued Abdellah :

Cette nappe est moins connue par rapport à la précédente, car son exploitation est faite uniquement par quelques puits et forages. Deux puits récemment creusés, l'un est géré par l'usine E C.O. et l'autre par L'A.D. E et qui donnent un débit de 400m³/j, d'autres puits et forages individuels servent surtout à l'irrigation des aires de Ouled Dali, Draouch et Mestari.

C- Nappe superficielle d'Oued El-Bir :

Complémentaire de la première, elle est exploitée par un puits communal dont le débit est évalué à 200m³/j. En plus, il y a un nombre important de puits individuels qui sont utilisés pour l'alimentation en eau potable (A.E.P).

N.B : Quelques sources émergent dans les formations du basalte quaternaire et qui donnent un faible débit suite à la sécheresse.

Calabrien marin et dunaire :

Elles sont limitrophes de la mer, ainsi à l'Est d'oued Ghazouanah, malgré l'absence des puits et sources, elles peuvent contenir des réserves intéressantes.

Basalte quaternaire :

C'est une formation marquant l'existence de quelques puits d'un débit moyen.

I.5.1.2. Aquifère des basaltes

C'est un aquifère semi continu, il occupe une superficie très importante au nord de la commune de Nedroma, généralement ces aquifères sont d'une eau de très bonne qualité.

I.5.2 Aquifère du Lias :

Cet Aquifère potentiel est d'une faible importance.

I.5.2.1 Hydrogéologie de la nappe alluvionnaire d'Oued Ghazouanah :

Les puits réalisés ne sont pas d'une grande profondeur, dans la majorité des cas ils n'ont pas atteint le substratum imperméable. L'aquifère est donc exploité seulement sur une partie.

Les alluvions qui constituent cette nappe sont souvent sous forme de limons, gros sables et graviers.

I.6.situation hydraulique :

L'alimentation actuelle des grandes agglomérations de Tlemcen est assurée par les ressources superficielles, souterraines et les eaux non conventionnelles.

I.6.1. Les eaux superficielles :

Actuellement la ville de Nedroma ne bénéficie d'aucun apport superficiel. Mais avant la nouvelle gestion du dessalement, elle avait avec le groupement ouest (Maghnia, Nedroma, Ghazaouet, Bab El Assa, Sabra) un volume journalier de 10000 m³ à partir de barrage Beni Bahdel.

I.6.2. Les eaux souterraines :

Les eaux souterraines représentant une part important du cycle de l'eau et donc, participent à l'équilibre naturel. Elles constituent également une formidable ressource renouvelable, exploité pour l'approvisionnement en eau potable, l'usage industriel ou agricole. Les eaux souterraines des grandes agglomérations de Willaya de Tlemcen sont représentées par les sources et forages et puits. [3]

Le tableau suivant représente les différentes ressources souterraines l'agglomération de Nedroma. (Tableau I.6).

Tableau I.6: Situation des ressources hydriques souterraines des autres agglomérations.

Agglomération	Type de ressource	Nom	Débit (l/s)	Débit (m3/j)
Nedroma	Source	Ain mekacem	1.77	153
	Puis	sidhoum	0.26	22.5
	Forages	Assa II	2.86	247.1
		hassaouyen	15.53	1341.8

Source :ADE Tlemcen,2017.

Le débit total : $Q_t = 20.42$ l/s

I.6.3. Le dessalement de l'eau de mer dans la wilaya de Tlemcen :

La situation de l'alimentation en eau dans la wilaya de Tlemcen est difficile : répartition inégale des ressources et de la distribution, risques majeurs de déficits importants en cas de sécheresse prolongée, irrigation limitée... Cette situation devrait s'améliorer dans la future. Les contraintes rencontrées sont liées à :

- La pluviométrie et son caractère aléatoire ;
- Le déséquilibre existant entre les ressources en eau au niveau de la wilaya ;
- La récurrence du phénomène de la sécheresse dans le temps et l'espace ;
- La pollution et à la qualité des ressources en eau ;
- La surexploitation des eaux souterraines.

En effet, ces contraintes ont conduit les publics à être prudents au regard de toutes ces incertitudes et les ont amenés à redéfinir une stratégie d'eau basée sur la nécessité de recourir à une ressource en eau affranchie ces contraintes et en particulier celle du climat (dessalement de l'eau de mer). Tout ça a été fait dans le but de réguler la distribution et assurer une certaine sécurité dans l'alimentation en eau potable dans la wilaya de Tlemcen avec un approvisionnement en eau régulier et stable à partir des barrages pour le développement de l'irrigation. Pour cela la wilaya de Tlemcen a eu de la chance d'avoir deux grandes stations de dessalement de l'eau de mer, la première au niveau de la daïra de Bab Al Assa et exactement au niveau de la commune de Souk Tleta et la deuxième au niveau de la daïra de Honaine. [3]

- La station de Honaine mise en service en 2009 fonctionne avec un débit de 200 000 m³ /j
- La station de Souk Tleta mise en service en 2010 pour un débit de 200 000m³ /j mais dans l'état actuel elle travaille seulement avec 15% de sa capacité. Les zones alimentant en eau potable par chaque station de dessalement, sont représentés par le tableau suivant.

Tableau I.7: Les débits distribués par les stations de dessalement.

Station	Agglomération	Débit (l/s)	Débit (m3/j)
HONAINE	GUT	287.93	24877.1
	Remchi	179.03	15468.2
	Hennaya	82.62	7138.4
	Ouled Mimoun	149.34	12903
SOUK TELATA	Nedroma	109.01	9418.5
	Maghnia	50.33	4348.5

Source :ADE Tlemcen,2017.

Dans le tableau suivant nous avons résumé le total des ressources (superficielles, souterraines et non conventionnels) en eau potable pour chaque agglomération de la wilaya de Tlemcen.

Tableau I.8 : Les totales des ressources en eaux possible pour chaque agglomération.

Agglomération	Total (l/s)	Total (m3/j)
GUT	801.97	69290.2
Remchi	231.39	18428.3
Hennaya	140.85	12169.5
Ouled Mimoun	203.66	17596.2
Sebdou	35.74	3088
Maghenia	129.34	11175
Nedroma	425.92	36799.5
Ghazaouet	99.18	8569.2

Source :ADE Tlemcen,2017.

I.6.4. Les points de raccordement entre les systèmes de transfert de la Wilaya de Tlemcen :

Le système de transfert de de la SDEM de Honnaine est raccordé avec le système de transfert des eaux de barrage de Sekkak par une conduite de diamètre Ø 800 mm sur une longueur de 1.490km) au niveau de station de traitement de Sekkek à partir de point RT2 situé au Remchi.

- les eaux de la SDEM de Honnaine sont injectées dans le système de BBO au niveau de BC1 par une conduite de diamètre de Ø 1000mm ;
- Au niveau de Masmda une conduite de diamètre Ø 500 mm assure le transfert des eaux des forages de la zone frontalière vers le couloir Ouest de la willaya de Tlemcen ;

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

- le système de transfert de Souk Talta est injecté dans la station de Bouhlou par une conduite de diamètre de \varnothing 1000 mm. La figure suivant représente tout le transfert AEP des grandes agglomérations de la willaya de Tlemcen. [4] (voir la figure)

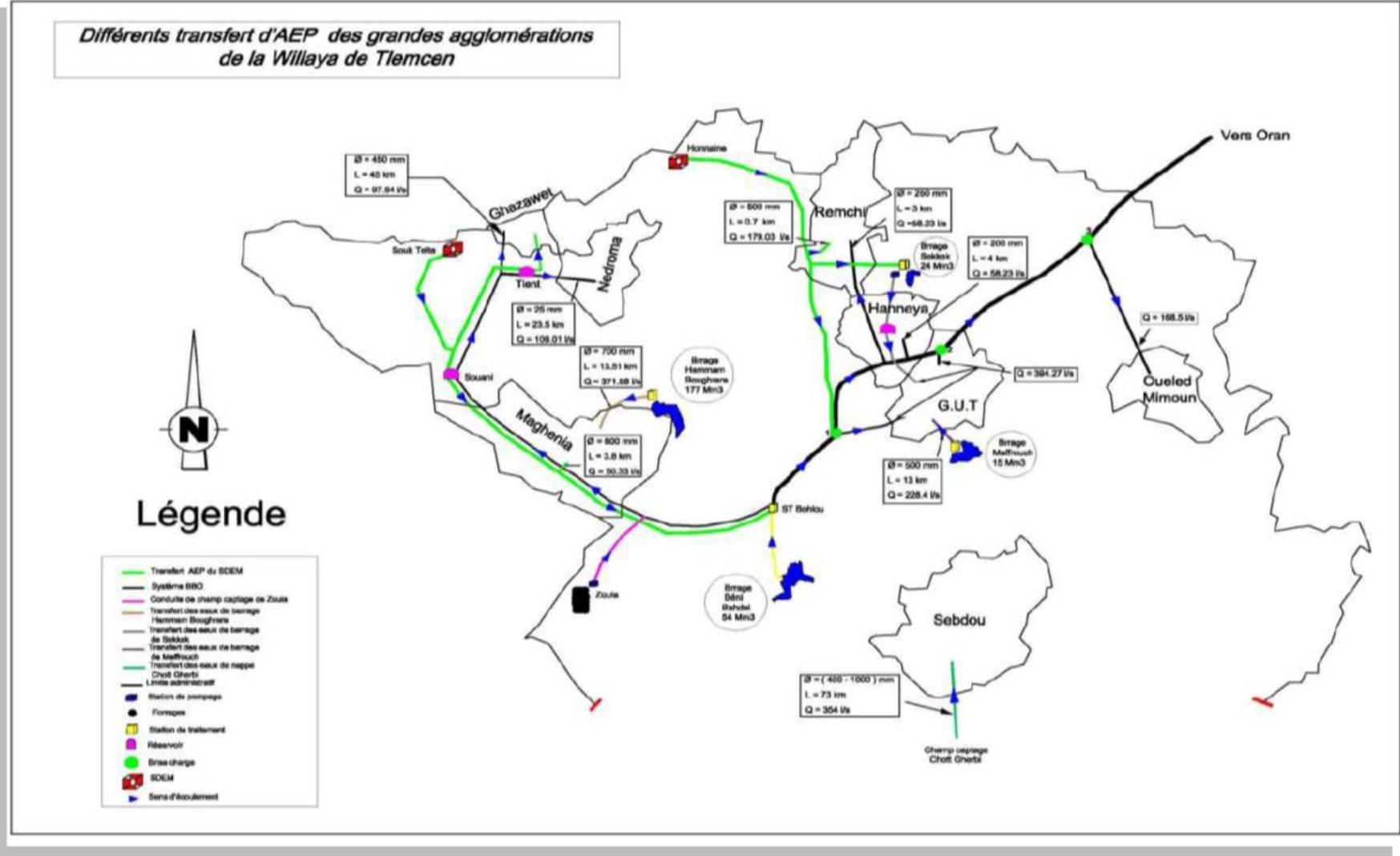


Figure I.4 : Les points de raccordement entre les systèmes de transfert de la Wilaya de Tlemcen. [4]

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini et présenté les données nécessaires concernant notre région du Point de vue géographique, topographique, climatologique, et hydrogéologique ainsi que la situation hydraulique actuelle. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

Introduction :

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la zone d'étude ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable.

L'estimation de la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération dépend étroitement du développement démographique, de l'amélioration de niveau de vie de la population et des infrastructures existants, cette estimation est faite en fonction de l'évaluation de la population pour les différents horizons.

II.1. Estimation de la population :

La population aux différents horizons est calculée par la formule des accroissements fins :

$$P_N = P_0 * (1 + \alpha)^n \quad (II.1)$$

P_N : nombre d'habitants à l'horizon d'étude.

P_0 : nombre d'habitants de l'année de référence ou l'année de recensement.

α : taux d'accroissement démographique. (1.8% pour Nedroma ; 1.2% pour Ain kebira).

(Source : ONS, 2008).

n : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul.

Le développement démographique analysé dans la présente étude pour la détermination des besoins pour les différents horizons de planification se base sur les résultats des recensements démographiques de 2008.

L'évolution du taux d'accroissement tient en compte essentiellement de :

- ❖ Mode de vie
- ❖ Planning familial
- ❖ Développement socioculturel.

L'évolution de la population future se fait pour :

- ❖ Année actuelle : 2020
- ❖ Court terme : 2025
- ❖ Moyenne terme : 2030
- ❖ Long terme : 2050

Tableau II.1 : l'évolution de la population à différents horizons.

Ville :	Année de référence:2008	Année actuelle:2020	court terme:2025	moyenne terme:2030	long terme:2050
Nedroma	32498	40256	44012	48118	68749
Ain el kebira	3665	4229	4489	4765	6049

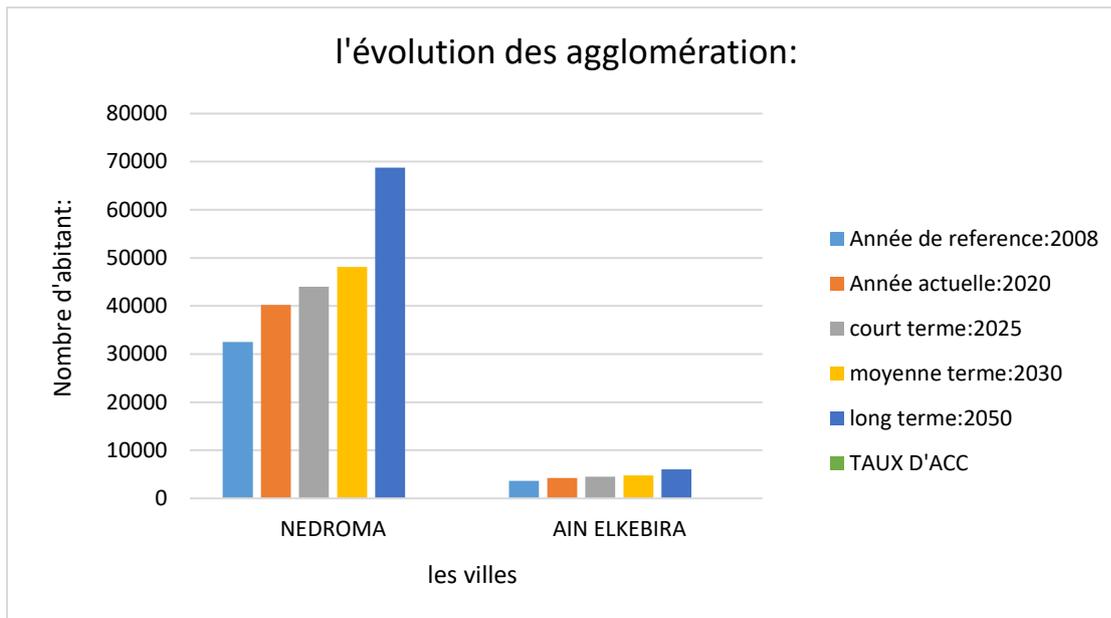


Figure II.1 : Histogramme de nombre d’habitant pour différent horizon.

II.2. Calcul des besoins en eau potable :

Le calcul les besoins en eau potable des agglomérations consiste :

II.2.1. Estimation des besoins en eau domestique :

A. Dotation à différent horizons :

Le calcul de la demande en eau potable domestique dépend directement du développement démographique de la dotation.

Le choix de cette dotation est fait en tenant compte les facteurs suivants :

- ❖ Selon les régions.
- ❖ Selon le type de l’agglomération.
- ❖ Selon les habitudes et le niveau de vie de la population.

Tableau II.2 : Dotations aux différents horizons pour les milieux urbains :

Horizon	2008	2020	2025	2030	2050
Dotation (l/j/hab)	200	200	200	220	250

Source : DRE Tlemcen, 2017.

Tableau II.3 : Dotation aux différents horizons pour les milieux ruraux :

Horizon	2008	2020	2025	2030	2050
Dotation (l/j/hab)	75	100	150	150	200

Source : DRE Tlemcen ,2017.

B. Débit moyen journalier de chaque agglomération :

Les besoins en eau sont déterminés d’après la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = (N \cdot \text{dot}) / (24 \cdot 3600) \quad (II.2)$$

- ❖ $Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m^3/j).
- ❖ dot : La dotation (l/j/hab.)

Chapitre II : Estimation des besoins.

❖ N : Nombre d'habitant pour l'horizon de l'étude.

Les estimations des besoins domestiques en eau de chaque agglomération à travers le temps sont données dans les tableaux II.4, II.5 :

Tableau II.4 : Estimation de la consommation domestique de la ville de Nedroma :

HORIZON	2008	2020	2025	2030	2050
Nombre d'habitant :	32498	34093	34780	35481	38430
Dotation(l/j/hab.) :	200	200	220	220	250
Unité :	m ³ /j				
Consommation domestique moyenne :	6499.60	6818.54	7651.60	7805.86	9607.55

Tableau II.5 : Estimation de la consommation domestique de la ville de Ain kebira :

HORIZON	2008	2020	2025	2030	2050
Nombre d'habitant	3665	3845	3922	4001	4334
Dotation(l/j/hab.)	150	150	200	200	200
Unité	m ³ /j				
Consommation domestique moyenne	549.75	576.72	784.47	800.29	866.80

II.2.2. Les besoins scolaires :

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernant par notre étude sont regroupés par le tableau suivant :

Tableau II.6 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires :

Localités :	Type d'équipement :	Nombre d'élèves :	Dotation (l/j/élève)	Débit (m ³ /j)	Débit total (m ³ /j)
Nedroma	12 primaire	7000	10	70	193.2
	6 CEM	6200	10	62	
	3 lycée	4080	15	61.2	
Ain el kebira	1 primaire	660	10	6.6	11.1
	1 CEM	450	10	4.5	
			TOTAL	204.3	204.3

Source : CTH Tlemcen,2020

II.2.3. Besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires :

Localités :	Type d'équipement :	Unité : (m ² /lit)	Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)	Débit total (m ³ /j)
Nedroma	polyclinique	1000	30	30	36
	2 salle de soin	200	30	6	
Ain el kebira	1 salle de soin	100	30	3	3
			TOTAL	39	39

Source : CTH Tlemcen,2020

II.2.4. Besoins administratifs :

Les divers équipements administratifs des localités consternées leurs dotations et les débit journaliers correspondants sont dans le tableau suivant :

Tableau II.8 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs :

Localités :	Type d'équipement :	Nombre d'employées :	Dotation (l/j/employé)	Débit (m ³ /j)	Débit total (m ³ /j)
Nedroma	1 APC	150	20	3	14.53
	1 DAIRA	70	20	1.4	
	centre de police	100	50	5	
	Gendarmerie	40	40	1.6	
	DRE	20	15	0.3	
	Protection civile	60	40	2.4	
	agence sonalgaz	20	15	0.3	
	sureté sociale	20	15	0.3	
	Poste de transport	15	15	0.225	
Ain el kebira	APC	70	20	1.4	2.2
	1 gendarmerie	20	40	0.8	
			TOTAL	16.73	16.73

Source : CTH Tlemcen ,2020

II.2.5. Besoins religieux :

Les équipements rituels religieux et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Tableau récapitulatif des besoins rituels religieux :

Localités :	Type d'équipement :	Nombre d'utilisateurs :	Dotation (l/j/utilisateur)	Débit (m ³ /j)	Débit total (m ³ /j)
Nedroma	16 mosquées	5000	10	50	50
Ain kebira	3 mosquées	400	10	4	4
			TOTAL	54	54

Source : CTH Tlemcen,2020

II.2.6. Besoins socioculturels :

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels :

Localités :	Type d'équipement :	Nombre d'utilisateurs :	Dotation (l/j/utilisateur)	Débit (m ³ /j)	Débit total (m ³ /j)
Nedroma	1 Centre culturel	500	10	5	36
	1 maison de jeunes	200	10	2	
	2 stades	800	5	4	
	1 péssine	200	80	16	
	2 salles de sport	300	30	9	
Ain kebira	1 centre culturel	120	10	1.2	1.7
	1 maison de jeunes	40	10	0.4	
	petit stade	20	5	0.1	
			TOTAL	37.7	37.7

Source : CTH Tlemcen,2020

II.2.7. Besoins commerciaux :

Les équipements commerciaux et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.11 : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux :

Localités :	Type d'équipement :	Unité : (L/m ²)	Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)	Débit total (m ³ /j)
Nedroma	3 marché	2500	5	12.5	44.5
	1 marché coffré	1000	10	10	

Chapitre II : Estimation des besoins.

	2 station de carbure	4000	2.5	10	
	1 abattoir	100	70	7	
	1 arrêt de bus et taxi	1000	5	5	
ain el kebira	1 marché	500	5	2.5	2.5
			TOTAL	47	47

Source : CTH Tlemcen,2020

II.2.8. Besoins du bétail :

Nous sommes dans une zone rural ou les différentes activités agricoles sont importante.

Parmi ces dernières. On trouve principalement l'élevage domestique. Nous avons recueilli les données du bétail auprès des services agricoles des localités consternées par notre étude. Les différents chiffres, dotation, et besoins sont indiqué dans le tableau suivant :

Tableau II.12 : Tableau récapitulatif des besoins du bétail

Localités :	Type d'équipement :	Unité : (Tête)	Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)	Débit total (m ³ /j)
Nedroma	bovins	200	50	10	72
	ovins	5000	10	50	
	caprins	1200	10	12	
ain kebira	bovins	150	50	7.5	27.5
	ovins	1500	10	15	
	caprins	500	10	5	
			TOTAL	99.5	99.5

Source : CTH Tlemcen,2020

Tableau II.13 : Tableau récapitulatif des différentes consommations.

localité	Besoins domestique	Besoins scolaires	Besoins sanitaires	Besoins adms	Besoins religieux	Besoins socioculturels	Besoins commerciaux	Besoins bétail	TOTAL	Coeff de fuite	TOTAL (Q _{moy,j} (m ³ /j))
Nedroma	17187.13	193.20	36.00	14.53	50.00	36.00	44.50	72.00	17633.35	1.15	20278.36
Ain kebira	1209.72	11.10	3.00	2.20	4.00	1.70	2.50	27.50	1261.72	1.15	1450.98

total	18396.85	204.30	39.00	16.73	54.00	37.70	47.00	99.50	18895.08	1.15	21729.34
-------	----------	--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	----------	------	----------

II.3. Détermination du débit maximal et minimal journaliers :

La détermination des débit maximal et minimal journaliers consiste l'étude de :

II.3.1. Nature de variation :

On distingue essentiellement trois natures de variations en matière du régime de consommation.

- ❖ La variation annuelle.
- ❖ La variation hebdomadaire.
- ❖ La variation journalière.

II.3.2. La variation annuelle :

C'est à dire dans le cours d'une année moyenne, on tiendra compte notamment des changements des conditions météorologiques, et en particulier de la température. Selon les saisons leurs amplitudes se révèlent de ce fait plus accusé sous les climats à prédominance continentale ou l'on observe des écarts de température importants entre l'été et l'hiver. [6]

II.3.3. La variation hebdomadaire :

C'est-à-dire au cours d'une semaine moyenne, aux différentes villes suivant les habitudes de leur population. On observe généralement une consommation plus forte les derniers jours de la semaine.

Bien entendu la répartition habituelle se trouvera occasionnellement perturbée par la succession de quelque journée de forte chaleur, au cours desquelles la consommation s'élèvera progressivement, où de quelque journée particulièrement fraîche au cours desquelles elle tendra à s'abaisser d'une manière notable. Cette variation s'exprime avec le coefficient d'irrégularité K_j :

$$K_{\max,j} = \frac{\text{débit maximale journalier}}{\text{débit moyen journalier}} \quad (\text{II.3})$$

$$K_{\min,j} = \frac{\text{débit minimale journalier}}{\text{débit moyen journalier}} \quad (\text{II.4})$$

$K_{\max,j}$: le coefficient d'irrégularité maximale journalier.

$K_{\min,j}$: le coefficient d'irrégularité minimale journalier. [6]

II.3.3.1. Débit maximal journalier : ($Q_{\max,j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

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

$K_{\max,j}$: le coefficient d'irrégularité maximale journalier, il prend des valeurs compris entre 1.1 et 1.3. il est inversement proportionnellement à la taille de l'agglomération considérée.

II.3.3.2. Débit minimal journalier : ($Q_{\min,j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. il sera déterminé en effectuant le débit moyen journalier par un coefficient d'irrégularité minimale journalier .il s'obtient par la relation suivant :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.6})$$

Chapitre II : Estimation des besoins.

$K_{min,j}$: le coefficient d'irrégularité minimale journalier, il prend des valeurs comprises entre 0.7 et 0.9. il est inversement proportionnellement à la taille de l'agglomération considérée.

Pour les villes de faible importance, il est exprimé à 0.9.

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : Tableau récapitulatif des consommations journalières $Q_{moy,j}$ $Q_{min,j}$ $Q_{max,j}$

Localité :	$Q_{moy,j}$	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$
Nedroma	20278.36	0.9	18250.52	1.3	26361.86
Ain kebira	1450.98	0.9	1305.88	1.3	1886.27
total	21729.34	0.9	19556.40	1.3	28248.14

II.4.4. La variation journalière :

a. Débit moyen horaire :

Le débit horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = \frac{Q_{max,j}}{24} \quad (m^3/h). \quad (II.7)$$

Avec : $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire en (m^3/h).

$Q_{max,j}$: Débit maximale journalier en (m^3/h).

b. Consommation maximale horaire :

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h} \quad (II.8)$$

$$K_{max,h} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (II.9)$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime de travail des populations locales, varie entre 1.2 et 1.4 et dépend du développement local.

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

Tableau II.15 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	1000000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Source : B.Salah : cours d'AEP.

c. Consommation minimale horaire :

Elle est donnée par le coefficient d'irrégularité minimale horaire $K_{\min,h}$, qui permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation, et donnée par la formule :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} * Q_{\text{moy},h} \quad (\text{II.10})$$

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (\text{II.11})$$

Avec :

α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime de travail des populations locales, varie entre 0.4 et 0.6 .

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

Tableau II.16 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	1000000	300000000	10000000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Source : B.Salah : cours d'AEP.

Tableau II.17 : Tableau récapitulatif des résultats des coefficients d'irrégularité :

L'agglomération :	α_{\min}	β_{\min}	$K_{\min,h}$	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max,h}$
NEDROMA	0.5	0.7	0.35	1.4	1.1	1.54
AIN KEBIRA	0.45	0.4	0.18	1.35	1.3	1.755

Les calculs des consommations maximales, minimales et horaires pour l'ensemble d'agglomération est représenté dans le tableau II.18

Tableau II.18: Les calculs des consommations maximales, minimales et horaires pour l'ensemble des agglomérations à 2050.

Localité :	$Q_{\text{moy},h}$	$K_{\min,h}$	$Q_{\min,h}$	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$
Nedroma :	1098.41	0.35	384.44	1.54	1691.55
Ain kebira :	78.59	0.18	14.15	1.755	137.93
Total :	1177.00		398.59		1829.49

d. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière .la variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitant (le tableau en annexe) :

Cette variation des débits horaires est exprimé en pourcentage (%) par rapport au débit maximale journalier de l'agglomération.

Pour notre cas, on choisit pour l'agglomération de Nedroma la répartition de 5001 à 100000.

Pour l'agglomération de ain kebira, on choisit la répartition de moins de 10000.

Chapitre II : Estimation des besoins.

Tableau II.20 : la variation des débits horaires de l'agglomération de Nedroma pour l'horizon 2050 :

Heures	Consommation		La consommation cumulée
	$Q_{\max,j}=29761.942 \text{ m}^3/\text{j}$		
h	(%)	(m^3/h)	(m^3/h)
0_1	3	790.86	790.86
1_2	3.2	843.58	1634.44
2_3	2.5	659.05	2293.48
3_4	2.6	685.41	2978.89
4_5	3.5	922.67	3901.56
5_6	4.1	1080.84	4982.39
6_7	4.5	1186.28	6168.68
7_8	4.9	1291.73	7460.41
8_9	4.9	1291.73	8752.14
9_10	5.6	1476.26	10228.40
10_11	4.8	1265.37	11493.77
11_12	4.7	1239.01	12732.78
12_13	4.4	1159.92	13892.70
13_14	4.1	1080.84	14973.54
14_15	4.2	1107.20	16080.73
15_16	4.4	1159.92	17240.66
16_17	4.3	1133.56	18374.22
17_18	4.1	1080.84	19455.05
18_19	4.5	1186.28	20641.34
19_20	4.5	1186.28	21827.62
20_21	4.5	1186.28	23013.90
21_22	4.8	1265.37	24279.27
22_23	4.6	1212.65	25491.92
23_24	3.3	869.94	26361.86
Total	100	26361.86	0.00

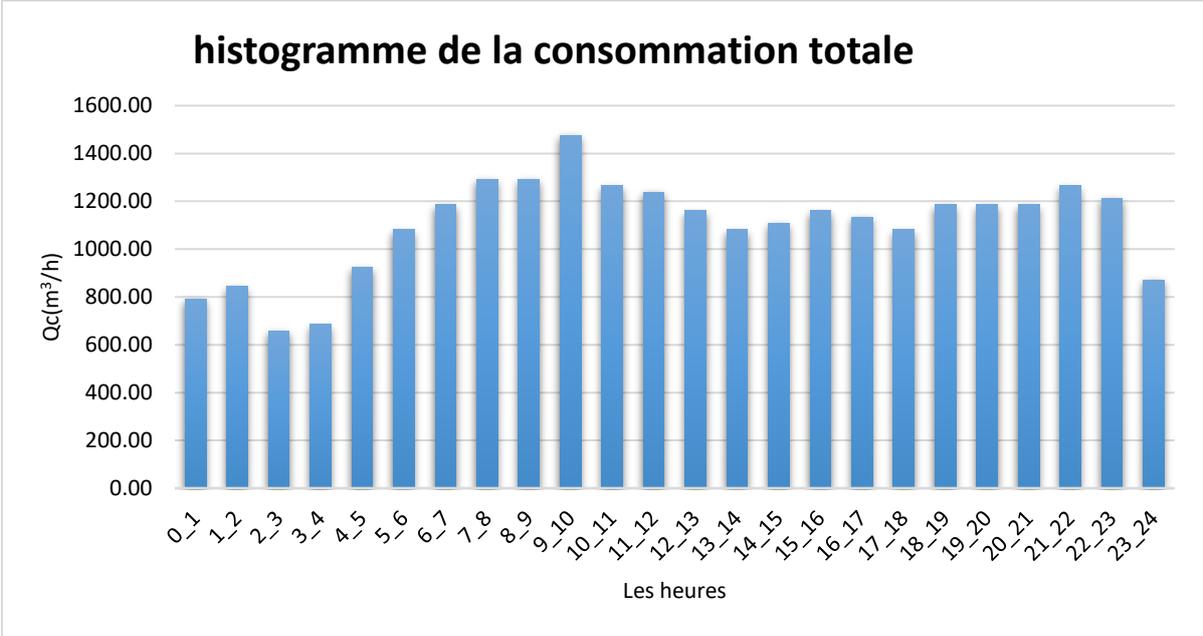


Figure II.2 : histogramme de la consommation totale :(Nedroma)

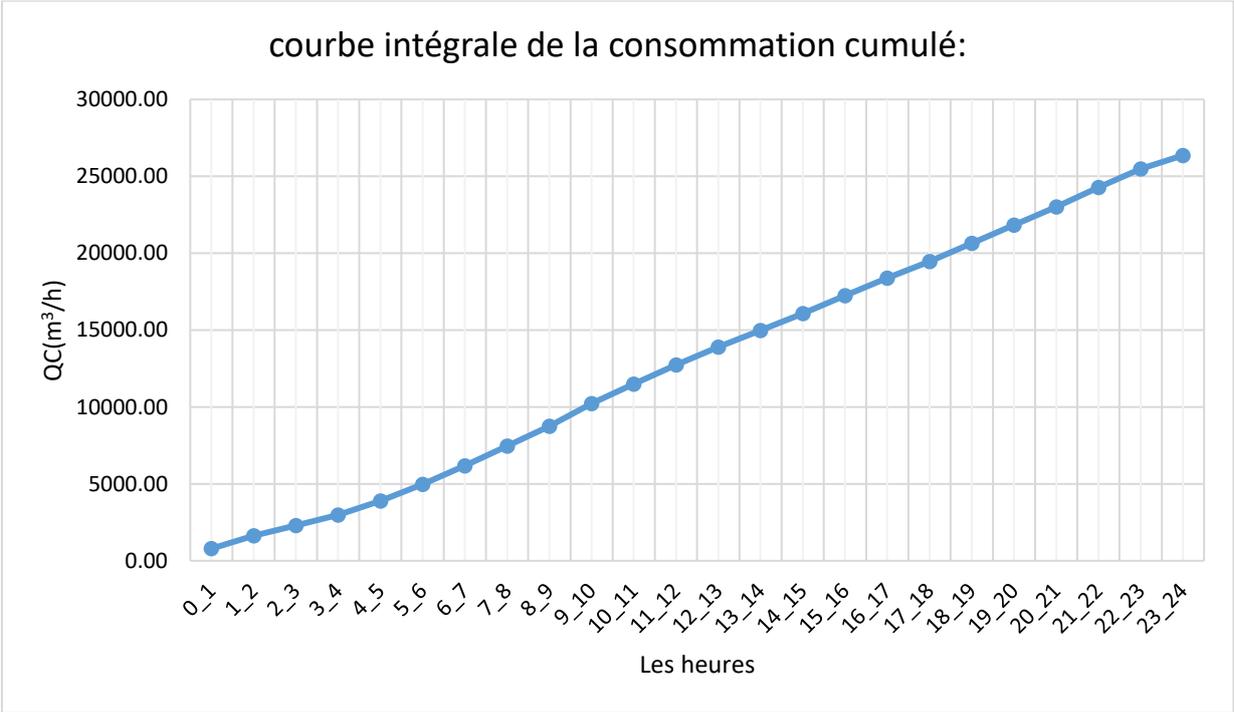


Figure II.3 : La courbe de la consommation totale (Nedroma)

Tableau II.21 : la variation des débits horaires de l'agglomération de Ain kebira pour l'horizon 2050 :

Heurs	Consommation		La consommation cumulée
	$Q_{\max,j}=2682.446 \text{ m}^3/j$		
h	(%)	(m^3/h)	(m^3/h)
0_1	1	18.86	18.86
1_2	1	18.86	37.73
2_3	1	18.86	56.59
3_4	1	18.86	75.45
4_5	2	37.73	113.18
5_6	3	56.59	169.76
6_7	5	94.31	264.08
7_8	6.5	122.61	386.69
8_9	6.5	122.61	509.29
9_10	5.5	103.75	613.04
10_11	4.5	84.88	697.92
11_12	5.5	103.75	801.67
12_13	7	132.04	933.71
13_14	7	132.04	1065.74
14_15	5.5	103.75	1169.49
15_16	4.5	84.88	1254.37
16_17	5	94.31	1348.69
17_18	6.5	122.61	1471.29
18_19	6.5	122.61	1593.90
19_20	5	94.31	1688.22
20_21	4.5	84.88	1773.10
21_22	3	56.59	1829.69
22_23	2	37.73	1867.41
23_24	1	18.86	1886.27
Total	100	1886.27	0.00

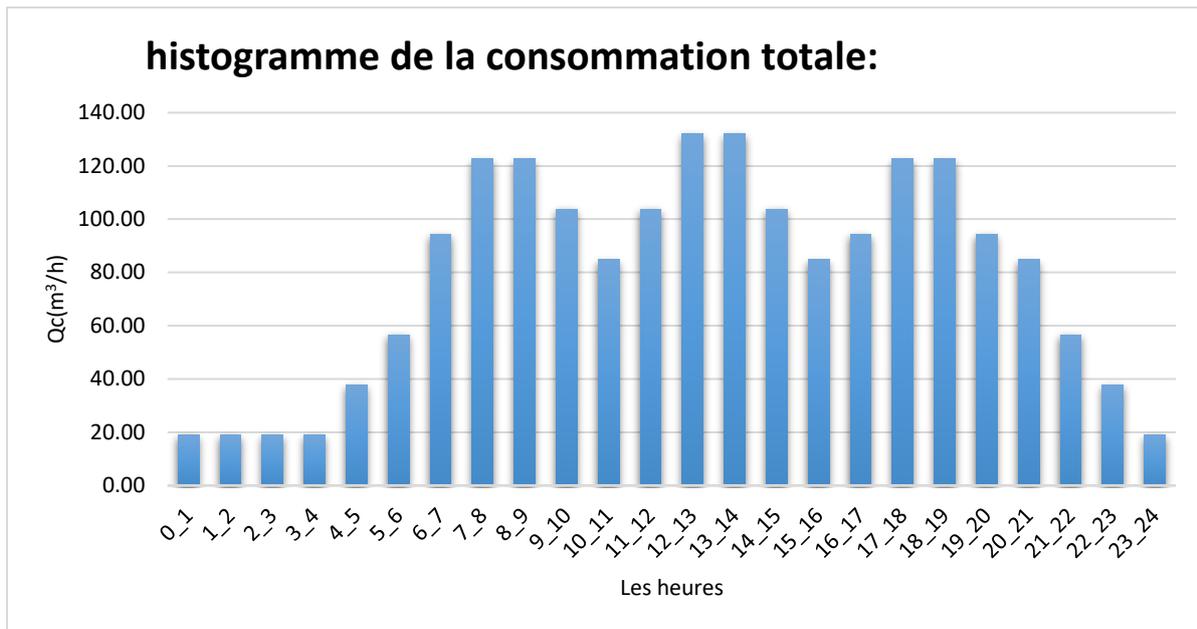


Figure II.4: histogramme de la consommation totale :(Ain kebira)

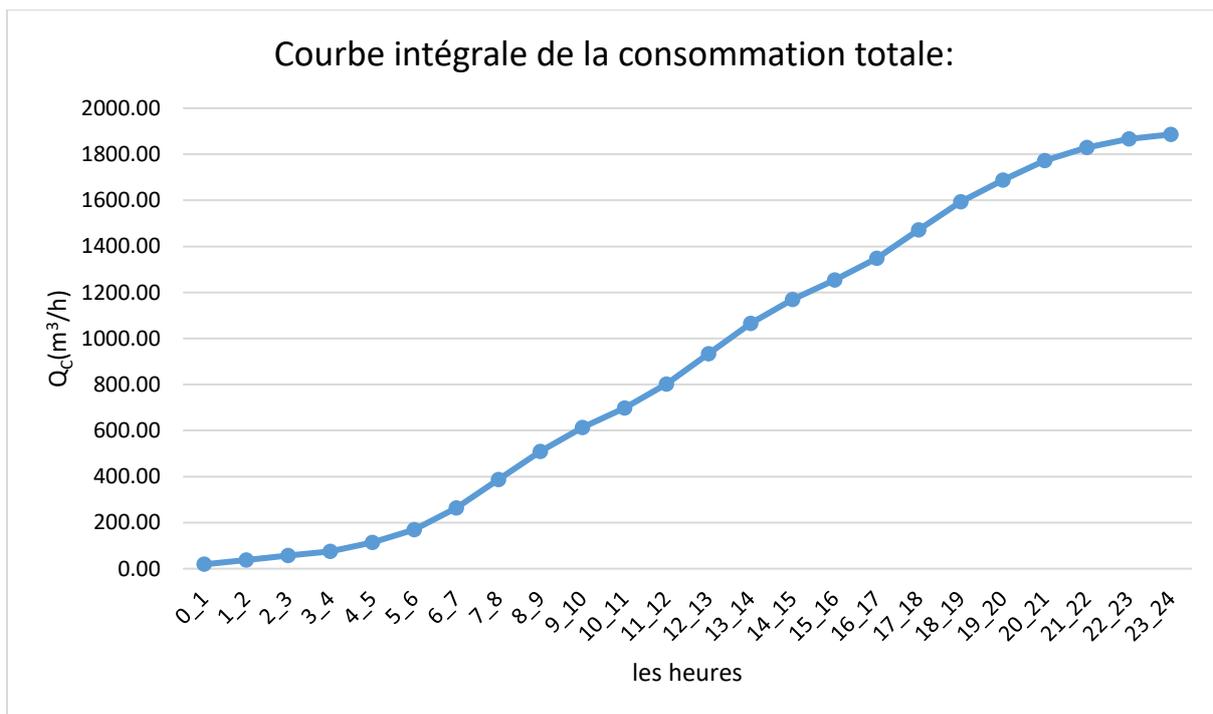


Figure II.5: La courbe de la consommation totale (Ain kebira)

Tableau II.22 : Le débit qui est débité par les forages.

Localité :	Débit produit par les forages situé dans la ville:	
Nedroma	1764.29 m ³ /j	20.42 l/s
Ain kebira	563.85 m ³ /j	6.52 l/s
Total :	2328.14 m ³ /j	26.94 l/s

Source : DRE 2017

Tableau II.22 : Les besoins en eau des agglomérations étudiées.

L'agglomération :	Q _{max,j} (m ³ /j)
Nedroma :	26361.86
Ain elkebira :	1886.27
Total :	28248.14
Débit qui produit par les forages et les autres sources des deux agglomération :(m ³ /j)	2328.14
Déficit (m ³ /J)	25920

Le débit de dimensionnement de notre adduction est de 25920 (m³/J).

Conclusion :

La mise en évidence des besoins en eau potable de chacune des communes de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau à l'horizon 2050, nous permettra d'évaluer les capacités optimales des réservoirs et des baches d'eau ainsi que de dimensionner la conduite d'adduction.

Introduction :

Outre la sécurité qu'ils assurent en cas de défaillance momentanée de la production, les réservoirs sont susceptibles d'intervenir dans l'exploitation courante comme régulateurs à la fois du débit et de la pression. Avec les progrès enregistrées dans les techniques de pose et les techniques de protection automatique des conduites d'adduction et de distribution, les réservoirs d'eau assurent les fonctions suivantes :

- ❖ Réservoirs de stockage dans les systèmes de distribution.
- ❖ Bâches de reprise dans les stations de pompes.
- ❖ Réservoirs tampon de régularisation de pression dans les systèmes d'adduction.
- ❖ Réservoir d'eau traitée au niveau des stations de traitement.

III.1. Fonctions techniques des réservoirs :

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.

- ❖ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- ❖ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - Panne électrique ;
 - Remplacement d'une pompe ;
 - Accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- ❖ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- ❖ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- ❖ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

- ❖ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- ❖ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.
- ❖ Régularisation du fonctionnement de la station de pompage.
- ❖ Simplification de l'exploitation.
- ❖ Assure les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- ❖ Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- ❖ Maintenir l'eau à une température courante et la préserver des consommations. [5]

III.2. Classification des réservoirs :

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

- D'après la situation et la topographie des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrées
 - Semi-enterrés
 - Surélevé (châteaux).
- D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :
 - Les réservoirs en maçonnerie
 - Les réservoirs en béton armé ou ordinaire
 - Les réservoirs métalliques.
 - Les réservoirs en plastique.
- Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme :
 - Circulaires
 - Rectangulaires
 - Carrés

III.3. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre car l'on doit tenir compte de certaines considérations.

Dans notre cas :

-Le réservoir tampon RT est à la fois de transit et d'accumulation, il doit être implanté à une cote permettant l'écoulement gravitaire pour assurer la pression suffisant dans le point de raccordement à l'aval.

-La bache d'aspiration de la station de pompage doit être implanté d'une manière à mettre les pompes en aspiration et à avoir des travaux de terrassement les plus réduits pour le calage des pompes.

Les bache d'accumulation sont à la fois de transit et d'accumulation, il doit être implanté à une cote permettant l'écoulement gravitaire.

III.4. Calcul de la capacité des réservoirs :

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

III.4.1. 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 :

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3)$$

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

III.4.2. Méthode graphique :

Cette méthode est visée 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.

III.5. Dimensionnement des réservoirs d'adduction :

III.5.1. Réservoir tampon RT :

A. Estimation de la capacité totale du réservoir par 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 :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max, j}}{100} \quad (\text{m}^3) \quad \text{(III.2)}$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

$$V_T = V_r + V_{\text{inc}} \quad \text{(III.3)}$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

Tableau III.1 : Estimation du volume résiduel de la réservoir tampon :

Heure	Apport(%)	Alimentation :	Surplus(%)	Déficit	Résidu(%)
	%	%	%	%	%
0-1	5	4,17	--	0,84	13,32
1-2	5	4,17	--	0,84	12,48
2-3	5	4,17	--	0,84	11,64
3-4	5	4,17	--	0,84	10,80
4-5	5	4,17	--	0,84	9,96
5-6	5	4,17	--	0,83	9,13
6-7	5	4,17	--	0,83	8,30
7-8	5	4,17	--	0,83	7,47
8-9	5	4,17	--	0,83	6,64
9-10	5	4,17	--	0,83	5,81
10-11	5	4,17	--	0,83	4,98
11-12	5	4,17	--	0,83	4,15
12-13	5	4,17	--	0,83	3,32
13-14	5	4,17	--	0,83	2,49
14-15	5	4,17	--	0,83	1,66
15-16	5	4,17	--	0,83	0,83
16-17	5	4,17	--	0,83	0,00
17-18	-	4,17	4,17	--	4,17
18-19	-	4,17	4,17	--	8,34
19-20	-	4,17	4,17	--	12,51
20-21	-	4,17	4,17	--	16,68
21-22	5	4,17	--	0,84	15,84
22-23	5	4,17	--	0,84	15,00
23-24	5	4,17	--	0,84	14,16
Total	100	100			--

$$\text{Donc : } V_T = V_r + V_{\text{inc}} = \frac{a * Q_{\text{max}, j}}{100} + V_{\text{inc}} = 16.68 * 25920 / 100 + 120 = 4443.46 \text{ m}^3$$

On prend le volume normalisé : $V_T = 5000 \text{ m}^3$

B. Forme des réservoir tampon :

Ce qui concerne la forme des réservoirs tampons, 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 importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

B.1. Le diamètre de la cuve :

On calcule le diamètre de la cuve par la formule :

$$D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3)

D : diamètre de la cuve (m)

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

A.N :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 5000}{\pi * 6}} = 32.57 \quad \text{on prend : } D = 33 \text{ m.}$$

$D = 33 \text{ m}$

H est égal à 6 m .

B.3. La hauteur totale H du réservoir :

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 1 m, au-dessus du plan d'eau.

$$H = h + R \quad (\text{III.6})$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m).

h : hauteur d'eau (m) .

R : revanche (m).

On prend : $R = 0.2 \text{ m}$.

A.N :

$$H = h + R = 6 + 0.2 = 6.20 \text{ m}$$

B.3. La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve par la formule :

$$S = V/H \quad (\text{III.7})$$

A.N : $S=5000/6.2=806.45$

Les dimensions du réservoir sont portées dans le tableau suivant :

Tableau III.2 : Dimensions du réservoir tampon.

Cote de Réservoir tampon :	Volume	h (m)	S(m ²)	D (m)	H (m)
399.52	5000	5.84	806.45	33	6.20

III.5.2. Dimensionnement de la bêche de reprises de la station de pompage(SP) :

La bêche 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 bêche :

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

$$V_{\text{bêche}} = \frac{Q_{\text{max.j}} \cdot t}{T} \quad \text{(III.8)}$$

Avec :

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximal journalier total. ($Q_{\text{max.j}}=25920 \text{ m}^3/\text{j}$)

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

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

$$V_{\text{bêche}} = \frac{Q_{\text{max.j}} \cdot t}{T} = \frac{25920 \cdot 15}{20 \cdot 60} = 324 \text{ m}^3$$

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

Donc : $V_{\text{Bêche}}=324+120=444 \text{ m}^3$

Dans notre étude on prend (le volume normalisé) :

$$V_{\text{Bêche}}=500 \text{ m}^3$$

B. Dimensions de la bêche :

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

B.1.Section du réservoir :

$$S = \frac{V}{h} \quad \text{(III.9)}$$

V : capacité normalisé de réservoir.(m³).

S : section du réservoir (m²).

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

On pose : $h=5 \text{ m}$.

A.N: $S=500/5=100$

$$S=100 \text{ m}^2$$

B.2.la longueur des cotes :

$S=a \cdot a$ donc : $a = \sqrt{S}$

S : section du réservoir (m²).

a : longueur de la cote (m).

A.N: $a=\sqrt{100}=10$ m

a=10 m

III.6. Les équipements des réservoirs :

Pour accomplir leurs fonctions convenablement, les réservoirs uniques ou compartimentés doivent être équipés :

- ❖ D'une conduite d'arrivée ;
- ❖ D'une conduite de départ ;
- ❖ D'une conduite de vidange ;
- ❖ D'une conduite de trop plein ;
- ❖ D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie ;
- ❖ D'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement transiter par une chambre appelée chambre de manœuvre.

III.6.1. Conduite d'arrivée :

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir 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 :

III.6.1.1 Par Le haut :

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.

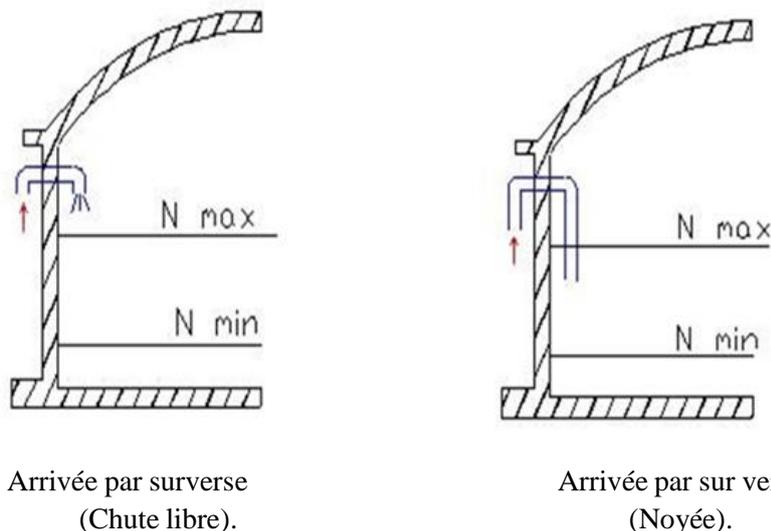


Figure III.1 : Conduite d'arrivée.

III.6.1.2. Par Le bas :

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

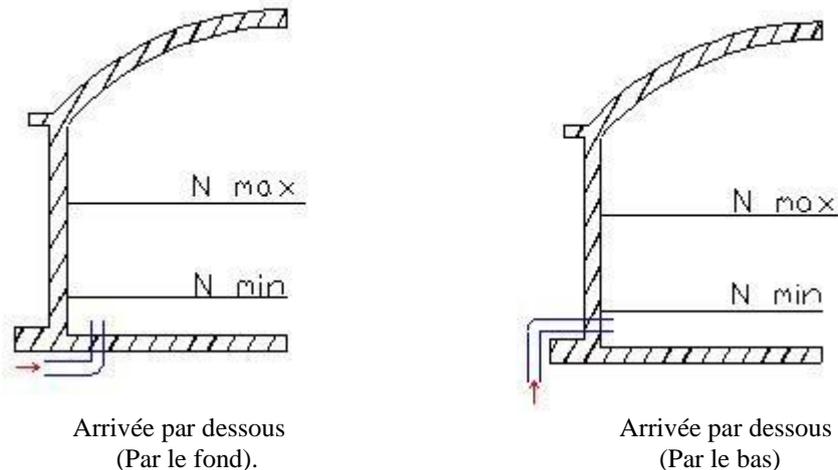


Figure III.2 : conduite d'Arrivée par-dessous.

III.6.2. Conduite de départ :

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 dans la cuve. [7]

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 survitesse se manifestera dans la conduite.

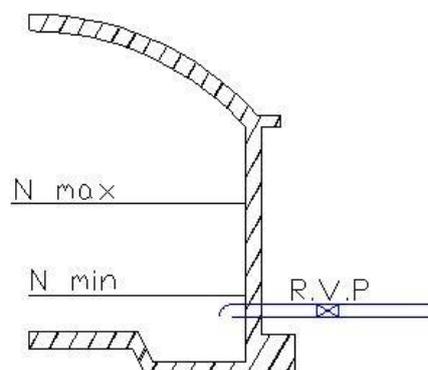


Figure III.3 : Conduite de départ.

III.6.3. 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 ménagé –ton 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.

III.6.4. 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 déposer 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. [7]

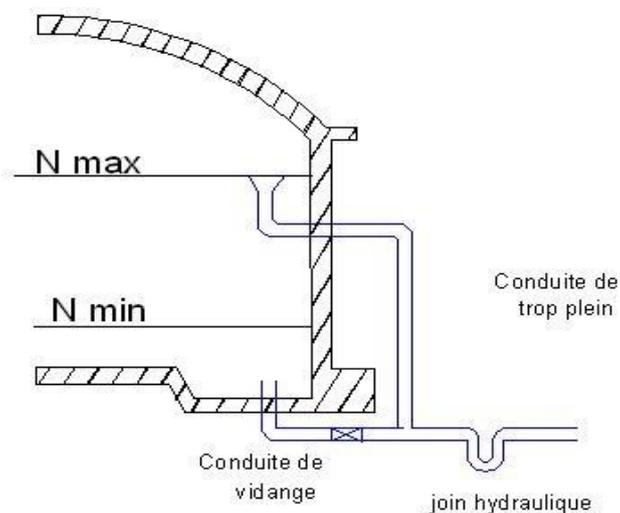


Figure III.2: Conduite de vidange et de trop plein.

III.6.5. Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduit qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour le nettoyage de réservoir et son entretien. [7]

III.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

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

1. Système à deux prises :

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. A l'aide d'un té, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre.

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

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

2. Système à siphon :

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

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

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

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

III.7. Hygiène et sécurité :

Pour assurer le bon fonctionnement des réservoirs il faut respecter les norme et les recommandation en consternant la gestion des construction hydraulique.

III.7.1. Prescriptions sanitaires :

Hormis leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répandre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- ❖ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.
- ❖ Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution externe et contre les élévations importantes de température.
- ❖ Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.
- ❖ Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiats du réservoir.
- ❖ L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou des odeurs désagréables.
- ❖ Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.
- ❖ En plus des prescriptions citées ci-avant, les réservoirs à surface libre doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.
- ❖ Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

III.7.2. Recommandations diverses :

- ❖ Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues.
- ❖ Éviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique (talutage, pare-soleil), et ceci pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre les microfissurations.
- ❖ Aménager des évacuations pour les eaux pluviales.
- ❖ Prévoir des accès au réservoir empruntable par des véhicules en toute saison.
- ❖ Le renouvellement de l'étanchéité extérieure afin de parer à toute infiltration d'eau pouvant contaminer l'eau stockée,
- ❖ La mise en œuvre d'une isolation thermique afin de maintenir à l'intérieur de l'ouvrage une température constante proche de celle de l'eau emmagasinée,
- ❖ la réfection du revêtement de la surface intérieure en contact avec l'eau potable,
- ❖ La séparation de la réserve d'eau et de la chambre à vannes,

- ❖ La modification du système d'aération de la cuve (élimination des chapeaux d'aération au-dessus du plan d'eau et mise en place d'un système d'aération avec bouche murale, filtres et gaines d'aération horizontales),
- ❖ La modification de l'accès aux cuves pour faciliter le travail du personnel en charge des travaux d'entretien,
- ❖ Le renouvellement de la tuyauterie et de la robinetterie,

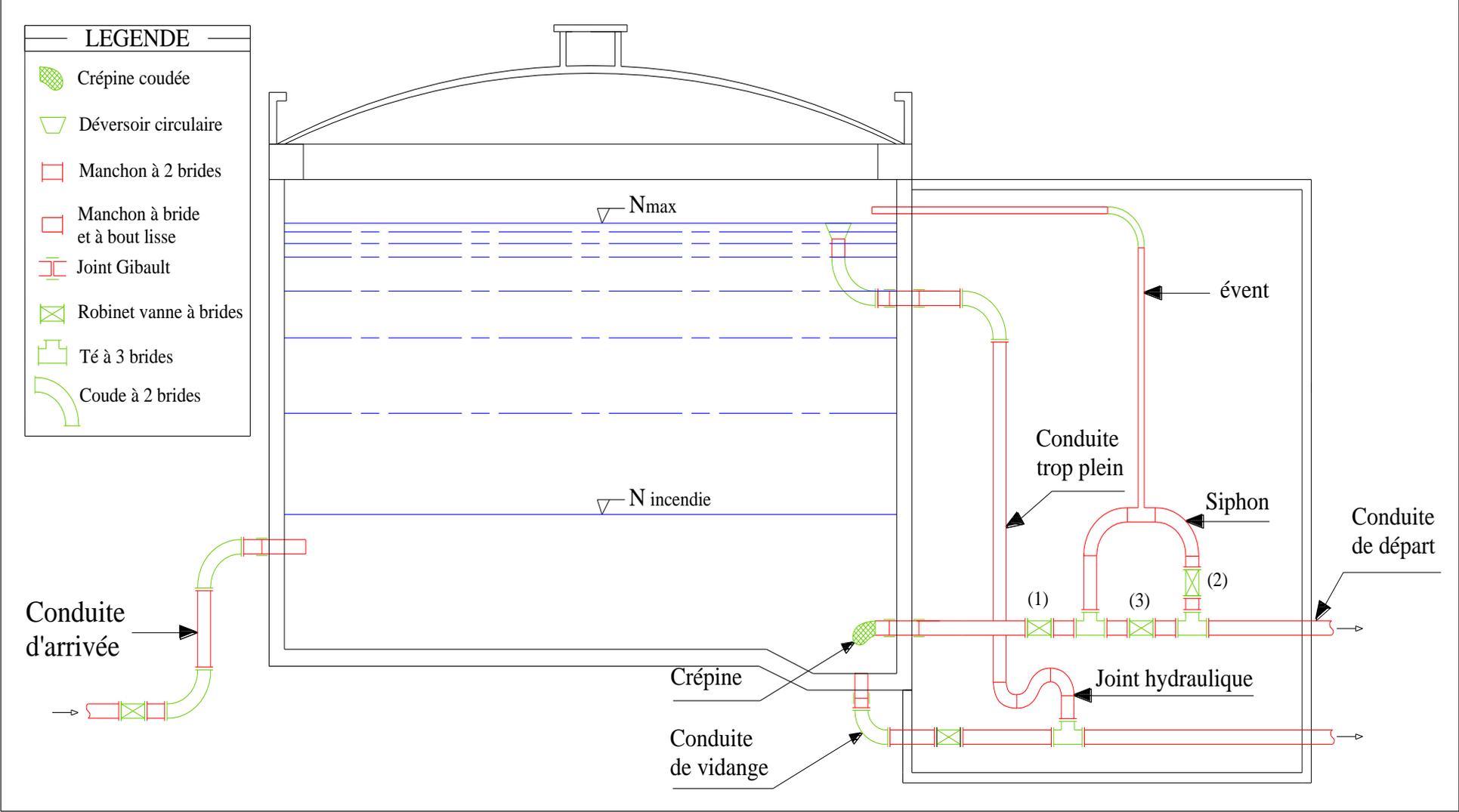


Figure III.5: Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.

III.8. Traversée des conduites dans les parois du réservoir :

Pour assurer l'étanchéité du réservoir au niveau des traversées des conduites dans les voiles ou le radier de la cuve, deux cas sont possibles :

- ❖ **1^{er} cas** : La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague de forme de "U" (figure III.6).

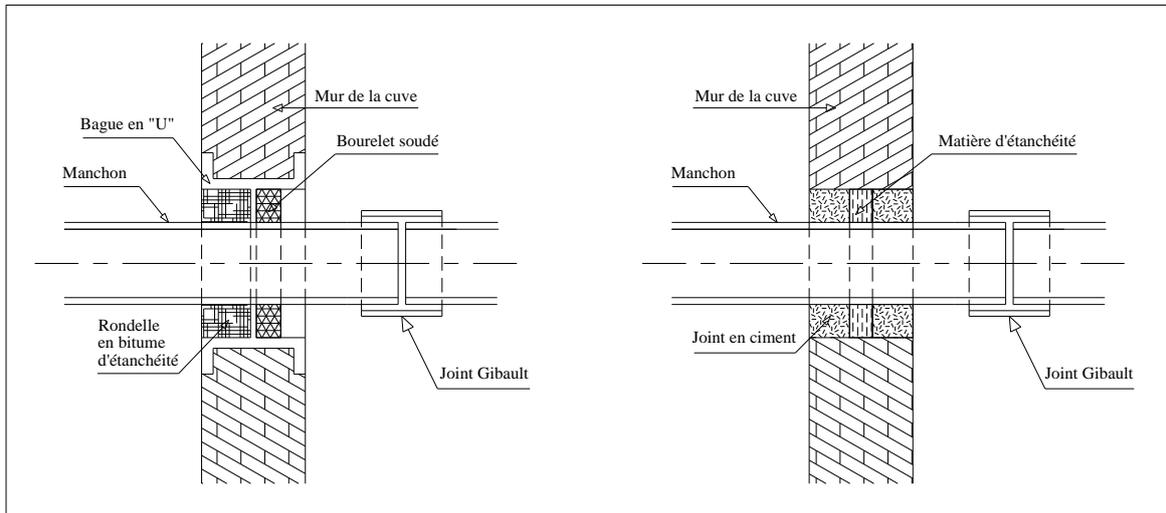


Figure III.6: Traversée des conduites (manchon à bout lisse).

- ❖ **2^{eme} cas** : La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un rétrécissement où vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou vissé ou clavette (figure IV.7).

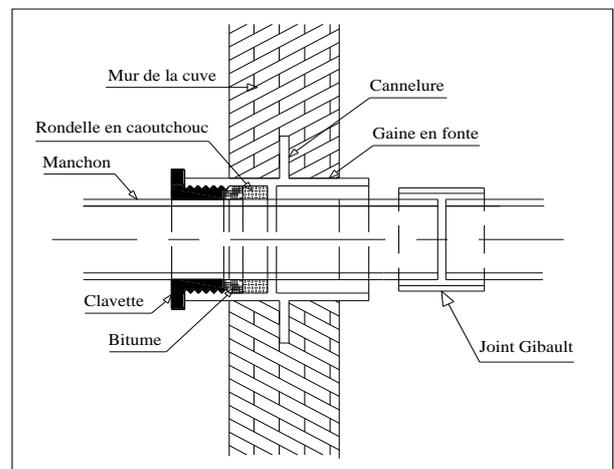


Figure III.7: Traversée des conduites (Gaine en fonte)

Conclusion :

Sur la longueur de notre système d'adduction, on a projeté 5 réservoirs répartis comme suit :

- Au niveau des quatre stations de pompage dans notre système d'adduction : un réservoir (bâche d'eau) de capacité 500 m^3 pour chaque station de pompage.
- Au début de notre système d'adduction : un réservoir circulaire de capacité 5000 m^3 . Le réservoir existant 10000 m^3 peut être considéré comme un réservoir tampon de notre adduction pour des raisons économiques.

Introduction :

Dans ce chapitre, on va faire les calculs nécessaires pour pouvoir dimensionner notre adduction selon les besoins estimés et cela nous aide à prendre la décision pour déterminer les ouvrages convenables afin d'assurer le bon fonctionnement de notre système de transfert d'eau.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grandes dimensions. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

IV.1. Types d'adduction :

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

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

IV.1.1. Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. [5]

IV.1.2. Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. [5]

IV.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. [5]

Remarque :

Dans le cas de notre étude, le relief nous exige à projeter une adduction mixte (gravitaire-refoulement).

IV.2. Adduction et types d'écoulement :

On distingue deux types d'écoulement :

IV.2.1. Ecoulement à surface libre :

L'écoulement à surface libre est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions gravitaires sans charge tels que les canaux à ciel ouvert et les aqueducs fermés. Ce type d'écoulement est conditionné par la pente. [5]

IV.2.2. Ecoulement en charge :

L'écoulement en charge est un écoulement qu'on rencontre dans le cas des adductions ou des réseaux gravitaires sous pression et des adductions par refoulement. [5]

IV.3. Critères de choix du tracé :

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction. Ce tracé doit :

- ❖ Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- ❖ Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragile (traversée de rivière, route, chemin de feretc.).
- ❖ Eviter dans la mesure de possible la traversée des massifs boisés.

- ❖ Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points haut sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre). [6]

IV.4. Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

- Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :
 - Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
 - Adaptation aux terrains de pose ;
 - Bonne étanchéité ;
 - Facilité d'entretien et de mise en service.
- Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :
 - Du prix de la fourniture et du transport ;
 - De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de tuyaux utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable, on distingue : Les tuyaux en fonte ; les tuyaux en acier ; les tuyaux en amiante ciment ; les tuyaux en matière thermoplastique et les tuyaux en béton.

A partir les caractéristiques de chaque type des conduites et les besoins de notre projet d'AEP, Dans notre adduction on a choisi des conduites en PEHD. Les qualités principales de ce tuyau sont :

- La durée de vie de cette matériau dans le sol est plus long que les autres matériaux.
- La disponibilité et le prix convenable (fabrication local). (Très bon rapport qualité/coût).
- Très bonne qualités hydrauliques et peut être posé en grande longueur.
- Très bonne résistance à la corrosion.
- Bonne flexibilité, bonne résistance à l'abrasion et bonne soudabilité.
- Le risque de coup de bélier est faible.
- Insensible aux courants vagabonds.
- Grande résistance aux chocs et aux vibrations même par temps froid.
- Légèreté et facilité de mise en œuvre (Le raccordement est facile).

IV.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.

IV.5.1. Cas de surpression :

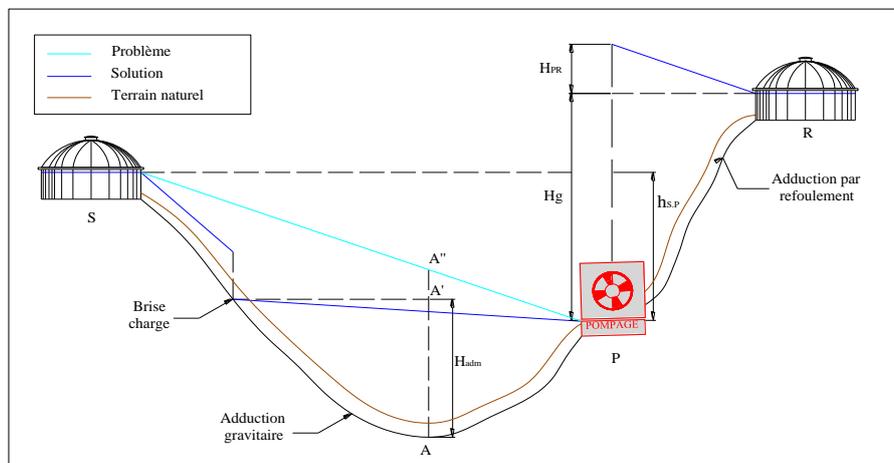


Figure IV.2 : Problème de charge exagérée (éclatement de la conduite)

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

IV.5.2. 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).

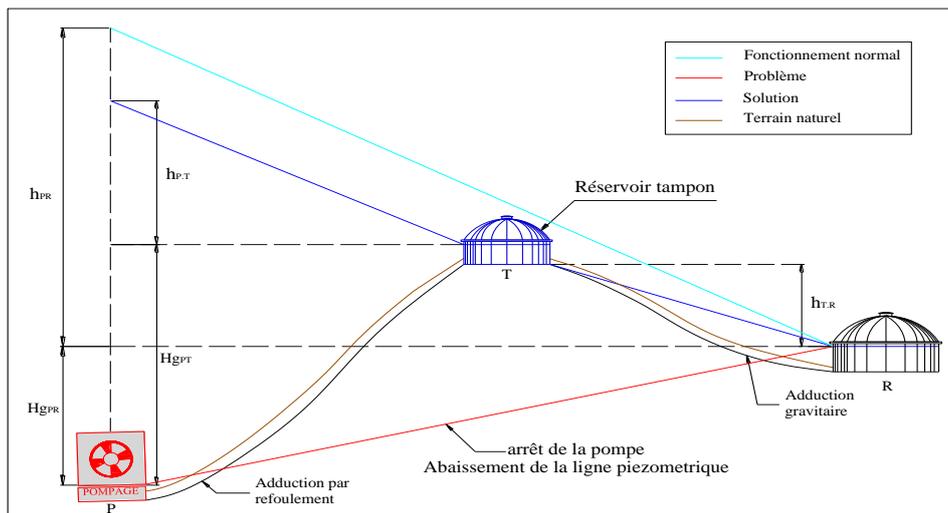


Figure IV.2 : Problème d'écrêtement (implosion de la conduite).

IV.6. Calcul hydraulique :

IV.6.1. 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 :

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

Avec :

ΔH_t : Perte de charge (m);

K' : Coefficient de frottement ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

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

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

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

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g \quad (IV.3)$$

ΔH_t : Perte de charge (m) ;

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

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau (IV.1) :

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

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Source : Catalogue des fabricant.

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (IV.4)$$

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 :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonnin}) \quad (IV.5)$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bress}) \quad (IV.6)$$

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

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

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

IV.7. Caractéristique de l'adduction :

IV.7.1. Hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (IV.7)$$

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.

$$\sum \Delta h = 1,15 * \Delta h_p^{lin} \quad (IV.8)$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh}) \quad (IV.9)$$

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

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

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,

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{IV.10})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{IV.11})$$

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{IV.12})$$

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 ;

IV.7.2. Puissance de pompage :

$$P = \frac{g * Hmt * Q}{\eta} \quad (\text{IV.13})$$

P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;

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

Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;

Q : Débit à refouler (m³/s) ;

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

IV.7.3. 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.

$$E = P * t * 365 \quad (\text{IV.14})$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

IV.7.4. 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 :

$$A = \frac{i}{((1-0.08)^n) - 1} \quad (\text{IV.15})$$

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

IV.7.5. Dépense annuelle de l'énergie :

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

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

$$K = \delta * E \quad (IV.16)$$

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.

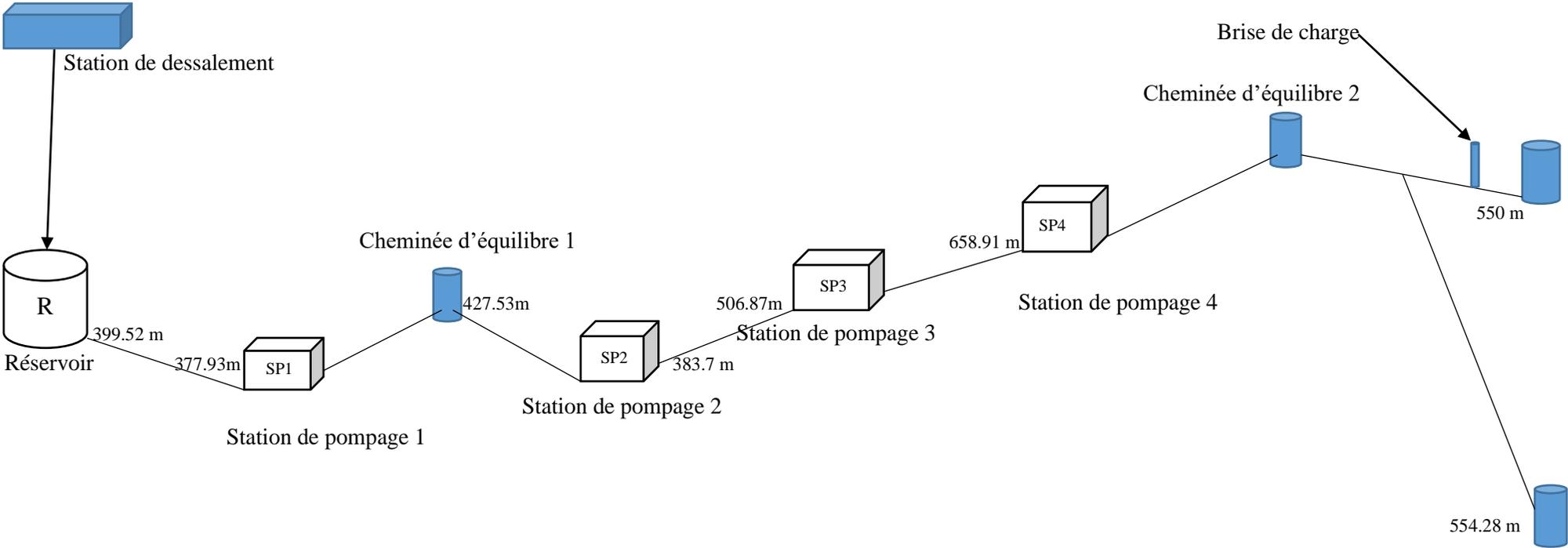


Figure IV.3 : Schématisation de système d'adduction.

IV.8. Dimensionnement de l'adduction :

Le dimensionnement de l'adduction nécessite le calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons Caractéristiques des différents points dans notre système de transfert.

IV.8.1. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons :

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau IV.4 :

Tableau IV.2 : 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) :	LONGUEUR S EQUIVALE NT (M) :
1	Réservoir tampon	SP1	0.3	5451.62	6269.36
2	SP1	Cheminée d'équilibre 1	0.3	3961.3	
3	Cheminée d'équilibre 1	SP2	0.3	8859.32	10188.21
4	SP2	SP3	0.3	3446.91	
5	SP3	SP4	0.3	2167.13	
6	SP4	Cheminée d'équilibre 2	0.3	2972.4	
7	Cheminée d'équilibre 2	piquage	0.3	4761.61	5475.85
8	piquage	Réservoir de Nedroma	0.285	2834.77	3259.98
9	piquage	Réservoir de Ain kebira	0.015	564.05	648.66

IV.8.2. Caractéristiques des différents points :

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau IV.5 :

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

point	Cote de terrain naturel : (m)
Réservoir tampon	399.52
SP1	377.93
Cheminée d'équilibre 1	427.53
SP2	383.7
SP3	506.87
SP4	658.91
Cheminée d'équilibre 2	709.91
piquage	595.75

Réservoir de Nedroma	550
Réservoir de Ain kebira	554.28

IV.8.3. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction :

Le calcul des diamètres avantageux se fait pour chaque tronçon suivant la méthode choisi selon le type d'adduction (gravitaire ou par refoulement).

1. Pour le tronçon réservoir-tampon_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.

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

Avec :

H_d : La charge disponible.

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

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

$$H_d = 399.52 - (377.93 + 9.15) = 12.45 \text{ m} \quad \text{Avec : } p = 4.14 \text{ m}$$

$$\sum l_i = 5451.62 \text{ m} \text{ donc : } l_e = 6269.363 \text{ m.}$$

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

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

$$\text{Donc : } D_{\acute{e}co} = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 6269.36 * (0.3^{1.77})}{12.45}} = 0.560 \text{ m} = 560 \text{ mm.}$$

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

Tell que : $D_2 = 581 \text{ mm}$, $D_{ex} = 710 \text{ mm}$

$D_2 = 515.6 \text{ mm}$, $D_{ex} = 630 \text{ mm}$

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

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

$$V = \frac{4 * 0.3}{\pi * (0.581^2)}$$

$V = 0.65 \text{ m/s}$ (la vitesse est acceptable).

Pour le dimensionnement de ce tronçon on prend : $D_{dim} = 630 \text{ mm}$.

❖ **Les frais d'investissement :**

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

Diamètre	Prix de ml :(DA)	Longueur (m)	Investissement :(DA)
710	32217.50	5451.62	175637567.4

2. Pour le tronçon SP1_Cheminée d'équilibre 1 :(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 $Q=V.S$.

$$D = \sqrt{\left(\frac{4Q}{\pi V}\right)} = 0.504 \text{ m} = 504.63 \text{ mm}$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure à 1.5 m/s, il faut augmenter le diamètre d'aspiration. On opte pour le diamètre $D_{asp} = 600 \text{ mm}$

- ❖ **Vérification :**

$$V_{asp} = Q/S = 4Q/\pi D^2 = 4 * 0.3 / \pi * 0.6^2 = 1.06 \text{ m/s}$$

$V_{asp} < 1.5 \text{ m/s}$ 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 :

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

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

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max,j} = 25920 \text{ m}^3/j$.

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

$$A.N : Q_{exp,sp1} = \frac{25920}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp,1} = 0.36 \text{ m}^3/s ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin est :

$$A.N : D_{ec} = \sqrt{360 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0,6 \text{ m} \text{ donc } D_{ec} = 600 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **400 et 710 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 IV.5 : 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)
400	3961.3	0.36	4.28	0.012	135.316	155.614	55	210.61

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

500	3961.3	0.36	2.74	0.0115	42.519	48.897	55	103.90
630	3961.3	0.36	1.72	0.011	12.805	14.726	55	69.73
710	3961.3	0.36	1.36	0.0108	6.920	7.958	55	62.96

Tableau IV.6 : 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)
400	0.36	210.61	1062.576	3.58	7756803.92	27769358.04
500	0.36	103.90	524.174	3.58	3826467.73	13698754.49
630	0.36	69.73	351.778	3.58	2567980.61	9193370.574
710	0.36	62.96	317.632	3.58	2318713.64	8300994.839

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

Tableau IV.7 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
400	10290	3961.3	40761777	0.089	3627798.153
500	16047.5	3961.3	63568961.75	0.089	5657637.596
630	25480	3961.3	100933924	0.089	8983119.236
710	32217.5	3961.3	127623182.8	0.089	11358463.26

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

Tableau IV.8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre (mm) :	Investissement(DA)	Exploitation(DA)	TOTAL
400	27769358.04	3627798.153	31397156.2
500	13698754.49	5657637.596	19356392.08
630	9193370.574	8983119.236	18176489.81
710	8300994.839	11358463.26	19659458.1

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure IV.4.

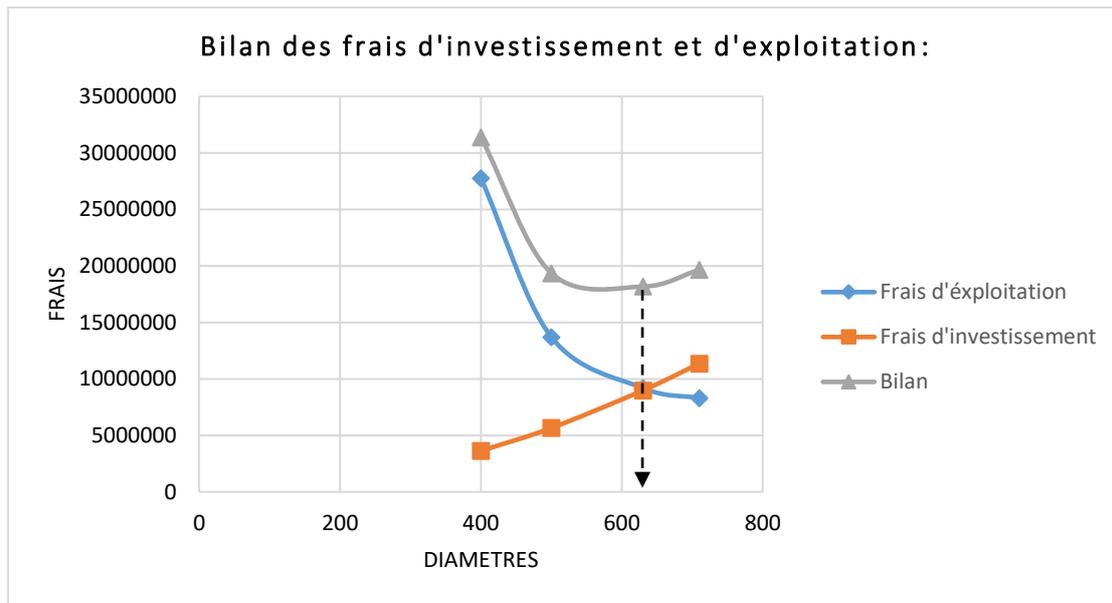


Figure IV.4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation, le bénéfice va au profit du diamètre **DN 630** dont la vitesse est de **1,72 m/s**.

3. Pour le tronçon Cheminée d'équilibre 1_SP2 :(adduction gravitaire)

$$H_d = 427.53 - (383.70 + 9.15) = 34.68 \text{ m} \quad \text{avec : } p_{sp} = 4.15 \text{ m.}$$

$$\sum l_i = 8859.53 \text{ m} \text{ donc } : l_e = 10188.46 \text{ m.}$$

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

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

$$\text{Donc : } D_{\text{éco}} = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 10188.46 * (0.3^{1.77})}{34.68}} = 0.5 \text{ m} = 500 \text{ mm.}$$

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

Tell que : $D_1 = 515.6 \text{ mm}$, $D_{\text{ex}} = 630 \text{ mm}$

$D_2 = 409.2 \text{ mm}$, $D_{\text{ex}} = 500 \text{ mm}$

❖ **La vitesse d'écoulement :**

$$V = \frac{4 * 0.3}{\pi * (0.5156^2)}$$

V=1.44 m/s (la vitesse est acceptable).

Pour le dimensionnement de ce tronçon on prend : $D_{\text{dim}} = 630 \text{ mm}$.

❖ **Les frais d'investissement :**

Tableau IV.9 : frais d'investissement des conduites gravitaires.

Diamètre	Prix de ml :(DA)	Longueur (m)	Investissement :(DA)
630	25480	8859.53	225740824.4

4. Pour le tronçon SP2_SP3 :(adduction par refoulement) :

❖ **Conduite d'aspiration :**

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

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

$$D = \sqrt{\left(\frac{4Q}{\pi V}\right)} = 0.504 \text{ m} = 504.63 \text{ mm}$$

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

On opte pour le diamètre $D_{asp} = 600 \text{ mm}$

❖ Vérification :

$$V_{asp} = Q/S = 4Q/\pi D^2 = 4 * 0.3 / \pi * 0.6^2 = 1.06 \text{ m/s}$$

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

❖ Conduite de refoulement :

$$Q_{exp,Sp1} = \frac{25920}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp,1} = 0.36 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin est :

$$A.N : D_{ec} = \sqrt{360 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0,6 \text{ m} \text{ donc } D_{ec} = 600 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **400 et 710 mm**

❖ Calcul des frais d'exploitation :

Tableau IV.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)
400	3413.62	0.36	4.276	0.012	116.608	134.099	137	271.099
500	3413.62	0.36	2.737	0.012	36.640	42.136	137	179.136
630	3413.62	0.36	1.724	0.011	11.035	12.690	137	149.690
710	3413.62	0.36	1.358	0.011	5.963	6.858	137	143.858

Tableau IV.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)
400	0.36	271.099	1367.732	3.58	9984447.13	35744320.73
500	0.36	179.136	903.768	3.58	6597509.957	23619085.65
630	0.36	149.690	755.208	3.58	5513018.294	19736605.49
710	0.36	143.858	725.783	3.58	5298214.392	18967607.52

❖ Calcul des frais d'investissement :

Tableau IV.12 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
400	10290	3413.62	35126149.8	0.089	3126227.332

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

500	16047.5	3413.62	54780066.95	0.089	4875425.959
630	25480	3413.62	86979037.6	0.089	7741134.346
710	32217.5	3413.62	109978302.4	0.089	9788068.909

❖ Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

Tableau IV.13 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Diamètre (mm) :	Investissement(DA)	Exploitation(DA)	TOTAL
400	35744320.73	3126227.332	38870548.06
500	23619085.65	4875425.959	28494511.61
630	19736605.49	7741134.346	27477739.84
710	18967607.52	9788068.909	28755676.43

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

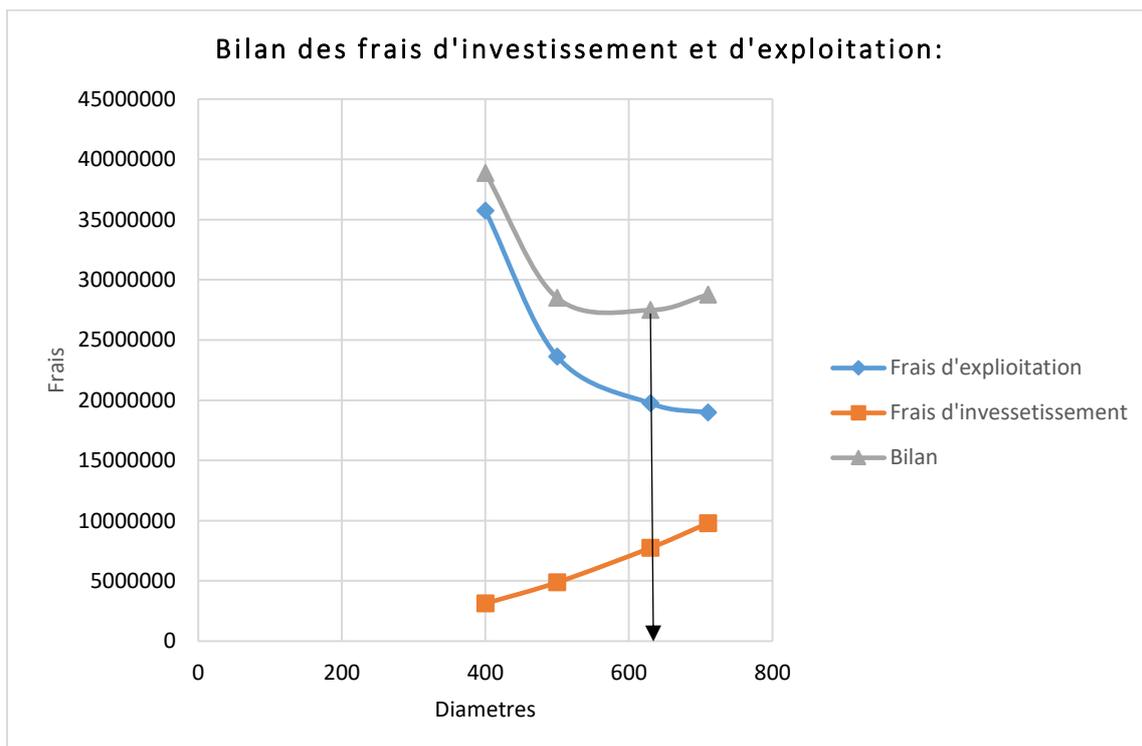


Figure IV.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation en tenant compte la vitesse d'écoulement le diamètre économique est **630 mm** et la vitesse est **1.72 m/s**.

. 5. Pour le tronçon SP3_SP4 :(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 :

$$D = \sqrt{\left(\frac{4Q}{\pi V}\right)} = 0.504 \text{ m} = 504.63 \text{ mm}$$

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

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

On opte pour le diamètre $D_{asp}=600 \text{ mm}$

❖ Vérification :

$$V_{asp}=Q/S=4Q/\pi D^2=4*0.3/\pi*0.6^2=1.06 \text{ m/s}$$

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

❖ Conduite de refoulement :

$$Q_{exp,sp1} = \frac{25920}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp,1} = 0.36 \text{ m}^3/\text{s};$$

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin est :

$$\text{A.N : } D_{ec} = \sqrt{360 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0,6 \text{ m} \text{ donc } D_{ec} = 600 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **400 et 710 mm**

❖ Calcul des frais d'exploitation :

Tableau IV.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)
400	2167.13	0.36	4.276	0.012	74.028	85.132	152	237.132
500	2167.13	0.36	2.737	0.0115	23.261	26.750	152	178.750
630	2167.13	0.36	1.724	0.011	7.005	8.056	152	160.056
710	2167.13	0.36	1.358	0.0108	3.786	4.354	152	156.354

Tableau IV.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)
400	0.36	237.132	1196.367	3.58	8733477.91	31265850.92
500	0.36	178.750	901.820	3.58	6583287.45	23568169.07
630	0.36	160.056	807.507	3.58	5894800.033	21103384.12
710	0.36	156.354	788.826	3.58	5758432.195	20615187.26

❖ Calcul des frais d'investissement :

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

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
400	10290	2167.13	22299767.7	0.089	1984679.325
500	16047.5	2167.13	34777018.68	0.089	3095154.662
630	25480	2167.13	55218472.4	0.089	4914444.044

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

710	32217.5	2167.13	69819510.78	0.089	6213936.459
------------	---------	---------	-------------	-------	-------------

❖ Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

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

Diamètre (mm) :	Investissement(DA)	Exploitation(DA)	TOTAL
400	31265850.92	1984679.325	33250530.24
500	23568169.07	3095154.662	26663323.73
630	21103384.12	4914444.044	26017828.16
710	20615187.26	6213936.459	26829123.72

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

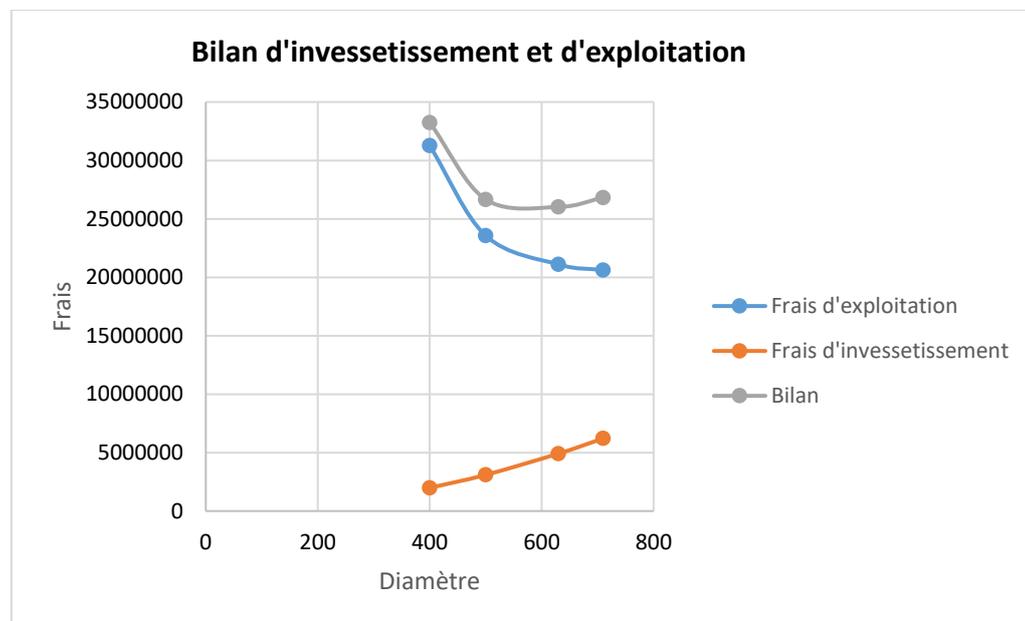


Figure IV.6 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation en tenant compte la vitesse d'écoulement le diamètre économique est **630 mm** et la vitesse est **1.72 m/s**.

6. Pour le tronçon SP4_cheminée d'équilibre 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 :

$$D = \sqrt{\left(\frac{4Q}{\pi V}\right)} = 0.504 \text{ m} = 504.63 \text{ mm}$$

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

On opte pour le diamètre $D_{asp} = 600 \text{ mm}$

❖ Vérification :

$$V_{asp} = Q/S = 4Q/\pi D^2 = 4 * 0.3 / \pi * 0.6^2 = 1.06 \text{ m/s}$$

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

❖ Conduite de refoulement :

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

$$Q_{exp,Sp1} = \frac{25920}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp,1} = 0.36 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

Le diamètre économique moyennant la relation de Bonnin est :

$$\text{A.N : } D_{ec} = \sqrt{360 * 10^{-3}} \Rightarrow D_{ec} = 0,6 \text{ m} \text{ donc } D_{ec} = 600 \text{ mm}$$

Le calcul technico-économique du diamètre économique sera pour la gamme de diamètres compris entre **400 et 710 mm**

❖ Calcul des frais d'exploitation :

Tableau IV.18 : 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)
400	2972.4	0.36	4.28	0.012	101.536	116.766	89	205.766
500	2972.4	0.36	2.74	0.0115	31.904	36.690	89	125.690
630	2972.4	0.36	1.72	0.011	9.609	11.050	89	100.050
710	2972.4	0.36	1.36	0.0108	5.192	5.971	89	94.971

Tableau IV.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)
400	0.36	205.766	1038.120	3.58	7578275.293	27130225.55
500	0.36	125.690	634.125	3.58	4629109.29	16572211.26
630	0.36	100.050	504.766	3.58	3684791.229	13191552.6
710	0.36	94.971	479.144	3.58	3497751.336	12521949.78

❖ Calcul des frais d'investissement :

Tableau IV.20 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre (mm)	Prix du ml (DA)	Longueur (m)	Prix total (DA)	Annuité	Investissement (DA)
400	10290	2972.4	30585996	0.089	2722153.644
500	16047.5	2972.4	47699589	0.089	4245263.421
630	25480	2972.4	75736752	0.089	6740570.928
710	32217.5	2972.4	95763297	0.089	8522933.433

❖ Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :

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

Diamètre (mm) :	Investissement(DA)	Exploitation(DA)	TOTAL
-----------------	--------------------	------------------	-------

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

400	27130225.55	2722153.644	29852379.19
500	16572211.26	4245263.421	20817474.68
630	13191552.6	6740570.928	19932123.53
710	12521949.78	8522933.433	21044883.22

L'interprétation graphique des résultats du bilan (exploitation – investissement) est montrée dans la figure IV.7.

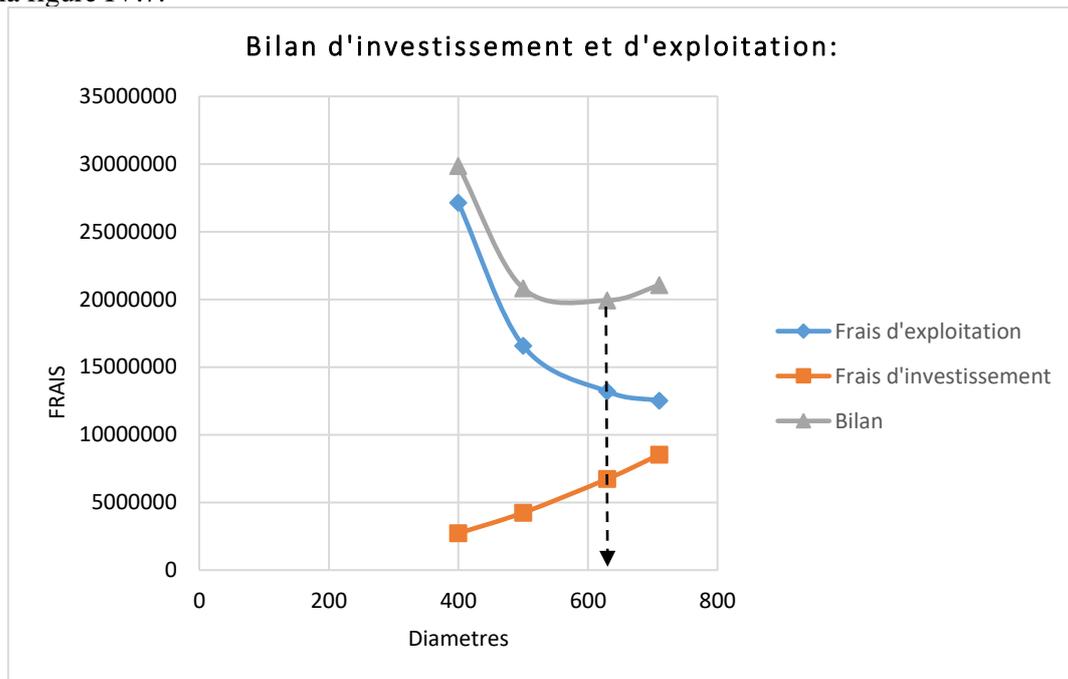


Figure IV.7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

Selon la combinaison des frais d'investissement et d'exploitation en tenant compte la vitesse d'écoulement le diamètre économique est **630 mm** et la vitesse est **1.72 m/s**.

7. Pour le tronçon cheminée d'équilibre 2_piquage : (adduction gravitaire)

$C_{p_{\text{piquage}}} = ?$ donc : le dimensionnement de ce tronçon se base sur le calcul des vitesses pour des différents diamètres.

Tableau IV.22 : Les vitesses en fonction des diamètres.

DIAMETRE NORMALISEE :	DIAMETRE HYDRAULIQUE :	DEBIT :	VITESSE :
400	0.3274	0.3	3.563469
500	0.4092	0.3	2.281178
630	0.5156	0.3	1.436827
710	0.581	0.3	1.131561

❖ Les frais d'investissement :

Tableau IV.23 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre	prix ml	Longueur (m)	investissement
400	10290	4761.61	48996967

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

500	16047.5	4761.61	76411936
630	25480	4761.61	121325822.8
710	32217.5	4761.61	153407170.2

Selon la combinaison des frais d'investissement et les valeurs des vitesses d'écoulement le diamètre économique est **630 mm** et la vitesse est **1.43 m/s**.

8. Pour le tronçon piquage_réservoir d'alimentation de Nedroma : (adduction gravitaire)

$$\text{Pour le tronçon cheminée d'équilibre 2_piquage : } \Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} = \mathbf{16.16 \text{ m}}$$

$$\text{Donc : } C_{p\text{iquage}} = C_{R\text{cheminée d'équilibre}} - H_d = 709.91 - 16.16 = 693.75 \text{ m}$$

$P_{\text{piquage}} = C_{p\text{iquage}} - C_{n\text{piquage}} = 693.75 - 595.75 = 98 \text{ m}$ (acceptable pour les conduites de PN16).

$$\text{Cote de radier de réservoir} = 549.54 \text{ m}$$

$$\text{Cote de trop plein de réservoir} = 555.54 \text{ m}$$

Le débit : $Q_t = Q_1 + Q_2$.

Q_1 : débit d'AEP de la ville de Nedroma.

Q_2 : débit d'AEP de la ville de Ain kebira.

$$Q_2 = 15.13 \text{ l/s}, Q_1 = Q_t - Q_2 = 300 - 15.13 = 284.69 \text{ l/s} = \mathbf{0.2847 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Pour le tronçon piquage_réservoir d'alimentation de Nedroma :

$$H_d = C_{p\text{iquage}} - C_{tp} = 693.75 - 554.54 = 139.21 \text{ m.}$$

La charge disponible entre le piquage et le réservoir est énorme et n'est pas acceptable car elle crée une pression exagérée au point le plus bas donc il est nécessaire d'installer un réservoir pour briser la charge.

La brise de charge est installée sur un point a une valeur d'altitude $C_n = 573.38 \text{ m}$ et loin de piquage par une longueur de 2678.1 m.

$$\sum l_i = 2678.1 \text{ m donc : } l_e = 3079.81 \text{ m.}$$

❖ 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 :

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

Tableau IV.24: Les vitesses en fonction des diamètres.

DIAMETRE :(MM)	DEBIT :(M ³ /S)	VITESSE :(M/S)
400	0.2847	3.381732
500	0.2847	2.164838
630	0.2847	1.363549
710	0.2847	1.073852

❖ **Les frais d'investissement :**

Tableau IV.25 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre :(mm)	prix de ml (DA)	Longueur (m)	Investissement :(DA)
400	10290	2834.77	29169783.3
500	16047.5	2834.77	45490971.58
630	25480	2834.77	72229939.6
710	32217.5	2834.77	91329202.48

Selon la combinaison des frais d'investissement et les valeurs des vitesse d'écoulement le diamètre économique est **630 mm** et la vitesse est **1.36 m/s**.

❖ **Dimensionnement de tronçon : Brise de charge_réservoir :**

$$\text{On a : } \Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} = C_{n_{\text{brise,charge}}} - C_{ip} = 573.38 - 554.54 = 18.84 \text{ m}$$

Sachant que : **K'= 0,001052 ; β = 1.77 ; m = 4.774**

$$\text{Donc : } D_{eco} = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 180.17 * (0.285^{1.77})}{18.84}} = 0.240 \text{ m} = 240 \text{ mm.}$$

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

Tel que : **D1=257.8 mm, D_{ex}=315 mm**

D2=204.6 mm, D_{ex}=250 mm

❖ **La vitesse d'écoulement :**

$$V = \frac{4 * 0.285}{\pi * (0.2578^2)}$$

V=5.46 m/s (la vitesse n'est pas acceptable).

Donc : On augmente la valeur de diamètre ;

On prend : **D=630 mm** et **V=1.32 m/s**

9. Pour le tronçon piquage - réservoir d'alimentation de Ain Kebira: (adduction gravitaire)

Le type d'écoulement est gravitaire, Dans notre cas on calcule la charge disponible entre le piquage et le trop plein de réservoir d'eau de la ville de Ain Kebira.

$$H_d = C_{p_{\text{piquage}}} - C_{\text{trop plein}}$$

$$H_d = 693.75 - (554.28 + 6) = 133.47 \text{ m}$$

$$\sum l_i = 564.051 \text{ m donc } : l_e = 648.66 \text{ m.}$$

Chapitre IV : Etude de l'adduction.

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

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

Donc : $D_{\text{éco}} = \sqrt[4,774]{\frac{0,001052 * 648,66 * (0,01513^{1,77})}{133,47}} = 0,070 \text{ m} = 70 \text{ mm}$.

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

Tell que : $D_1 = 73,6 \text{ mm}$, $D_{\text{ex}} = 90 \text{ mm}$

$D_2 = 61,4 \text{ mm}$, $D_{\text{ex}} = 75 \text{ mm}$

❖ 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 :

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

V=3.56 m/s (la vitesse n'est pas acceptable).

Pour cela il faut augmenter le diamètre pour avoir une valeur de vitesse acceptable et inférieure à la vitesse admissible.

Tableau IV.26: Les vitesses en fonction des diamètres.

DIAMETRE :(MM)	DEBIT :(M ³ /S)	VITESSE :(M/S)
90	0.01513	3.556251
110	0.01513	2.37828
125	0.01513	1.844362
160	0.01513	1.125985

❖ Les frais d'investissement :

Tableau IV.27 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Diamètre :(mm)	prix de ml (DA)	Longueur (m)	Investissement :(DA)
90	526.75	564.051	297113.9
110	781.55	564.051	47699589
125	1011.85	564.051	75736752
160	1653.75	564.051	95763297

Selon la combinaison des frais d'investissement et les valeurs des vitesses d'écoulement le diamètre économique est **125 mm** et la vitesse est **1.84 m/s**.

IV.9. Bilan total des frais de réalisation :

Tableau IV.28 : 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 :(DA)
1	Réservoir tampon	SP1	710	175637567.4
2	SP1	Cheminée d'équilibre 1	630	18176489.81
3	Cheminée d'équilibre 1	SP2	630	225740824.4
4	SP2	SP3	630	27477739.84
5	SP3	SP4		26017828.16
6	SP4	Cheminée d'équilibre 2	630	19932123.53
7	Cheminée d'équilibre 2	piquage	630	121325822.8
8	piquage	Réservoir de Nedroma	630	72229939.6
9	piquage	Réservoir de Ain kebira	125	75736752
			TOTAL	762275087.5

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'étudier l'adduction qui est composée de deux parties (gravitaires et refoulement) dont les diamètres économiques varient de 710 mm à 125 mm en PEHD. Le système d'adduction contient un réservoir tampon et 4 stations de reprise avec des cheminées d'équilibre et un réservoir tampon reliant les tronçons gravitaires aux tronçons par refoulement.

Le dimensionnement de la conduite de refoulement a tenu compte des conditions techno-économiques et de la charge disponible pour les conduites gravitaires.

Introduction :

Les stations de pompage sont des ouvrages hydraulique servant à relever l'eau à une altitude supérieure. L'implantation de la station de pompage est nécessaire toute les fois que l'on ne le dispose pas d'une pente suffisante pour véhiculer l'eau gravitairement. Elle est conçue, ainsi pour abriter les pompes et les moteurs qui les entraînent.

Dans notre cas, tout au long de notre réseau d'adduction, on a projeté 4 stations de pompages.

V.1. Définition de la pompe :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents. La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe : -horizontal -vertical -oblique.

V.2. Choix du type de pompe :

Les hauteurs manométriques en fonction de débit sont données les graphes (courbes caractéristiques) de divers groupes centrifuges, ces caractéristiques permettent de choisir les types des pompes en évitant le phénomène de cavitation.

Les critères de choix du type de pompe sont :

- ❖ Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- ❖ Meilleur rendement ;
- ❖ Vérifier la condition de non cavitation ;
- ❖ Encombrement et poids les plus faibles ;
- ❖ Vitesse de rotation la plus élevée ;
- ❖ Puissance absorbée minimale ;
- ❖ Etre fabriquée en série.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, le logiciel CAPRARI sera utilisé .il permet de déterminer avec précision les caractéristiques des différentes pompes en fonction de débit et de la hauteur manométriques demandée.

V.3. Choix du nombre de pompes :

Le choix du nombre de pompes repose sur les critères suivant :

- ❖ Nombre de pompes n minimal ;
- ❖ Meilleur rendement ;
- ❖ Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale ;
- ❖ Puissance absorbée minimale.
- ❖ La disponibilité sur le marché.

V.4. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

- ✓ **Le couplage en série** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- ✓ **Le couplage en parallèle** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

V.5. Refoulement dans les 4 stations de pompage :

Dans notre projet, chaque station de pompage doit refouler un même débit total journalier de $25920 \text{ m}^3/\text{j}$ pendant 20 heures, donc un débit horaire $1296 \text{ m}^3/\text{h}$ et pour des valeurs de Hmt différentes.

V.5.1. Station de pompage n°1 :

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

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

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	1296	70	-	-	-	-	-	-
2	648	70	-	-	-	-	-	-
3	432	70	-	-	-	-	-	-
4	324	70	MEC-A3/100A	77.9	2920	1	300	9.46
5	259.2	70	MEC-A3/100B	80.3	2920	1	307	6.2

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 **MEC-A3/100B**.

Les caractéristiques de la pompe et sa courbe caractéristique sont dans la figure (V.1).

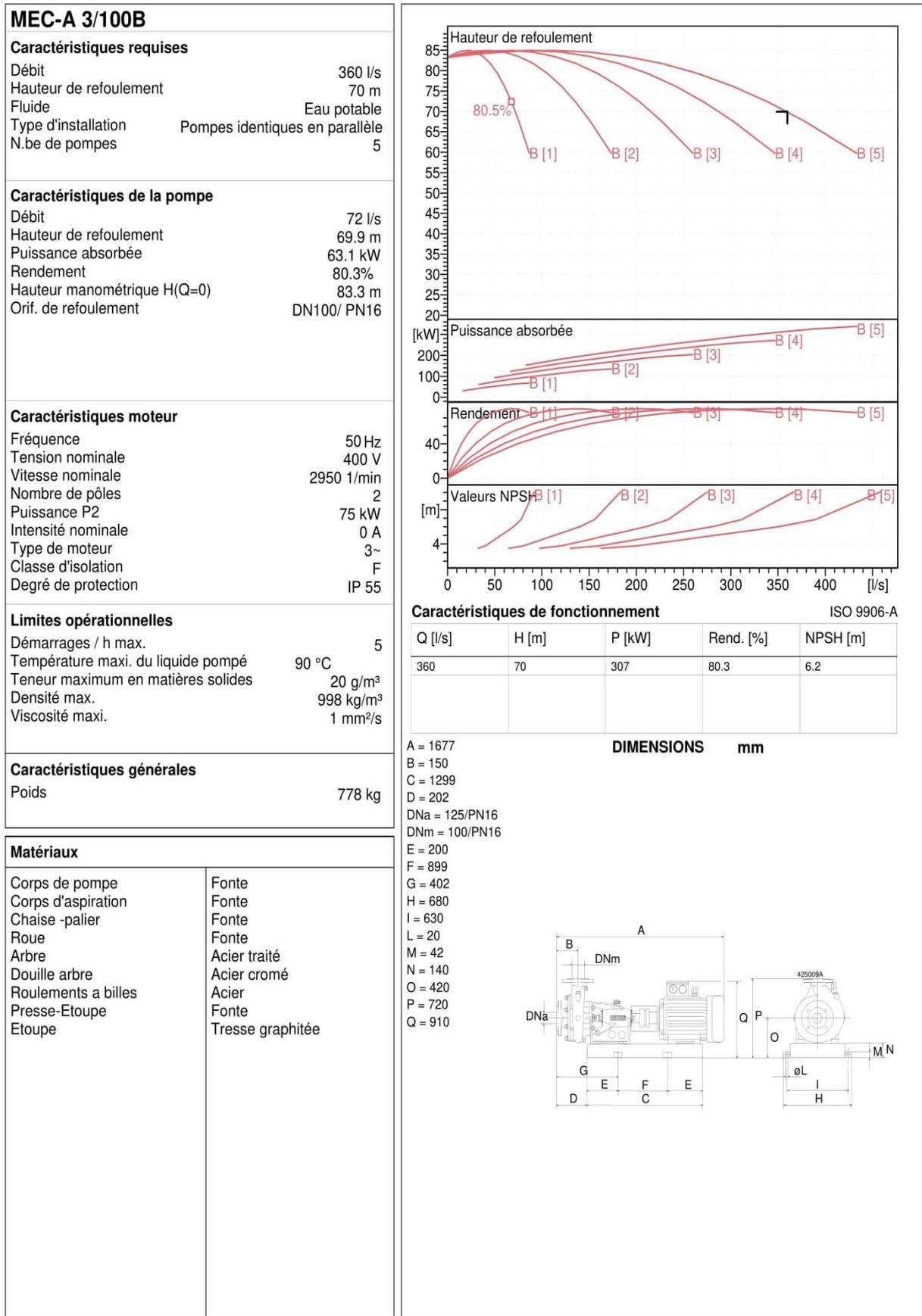


Figure V.1 : La fiche technique des pompes de SP1.

V.5.2. Station de pompage n°2 :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V.2) :

Tableau V.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre :

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	1296	150	-	-	-	-	-	-
2	648	150	-	-	-	-	-	-
3	432	150	-	-	-	-	-	-
4	324	150	-	-	-	-	-	-
5	259.2	150	-	-	-	-	-	-
6	216	150	PML 150/8C	77.8	1450	1	728	2.17

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 06 en plus d'une 02 pompe de secours. Ces 8 pompes sont identiques de type **PML 150/8C**.

Les caractéristiques de la pompe et son courbe caractéristique sont dans la figure (V.2).

Chapitre V : Etude de pompage.

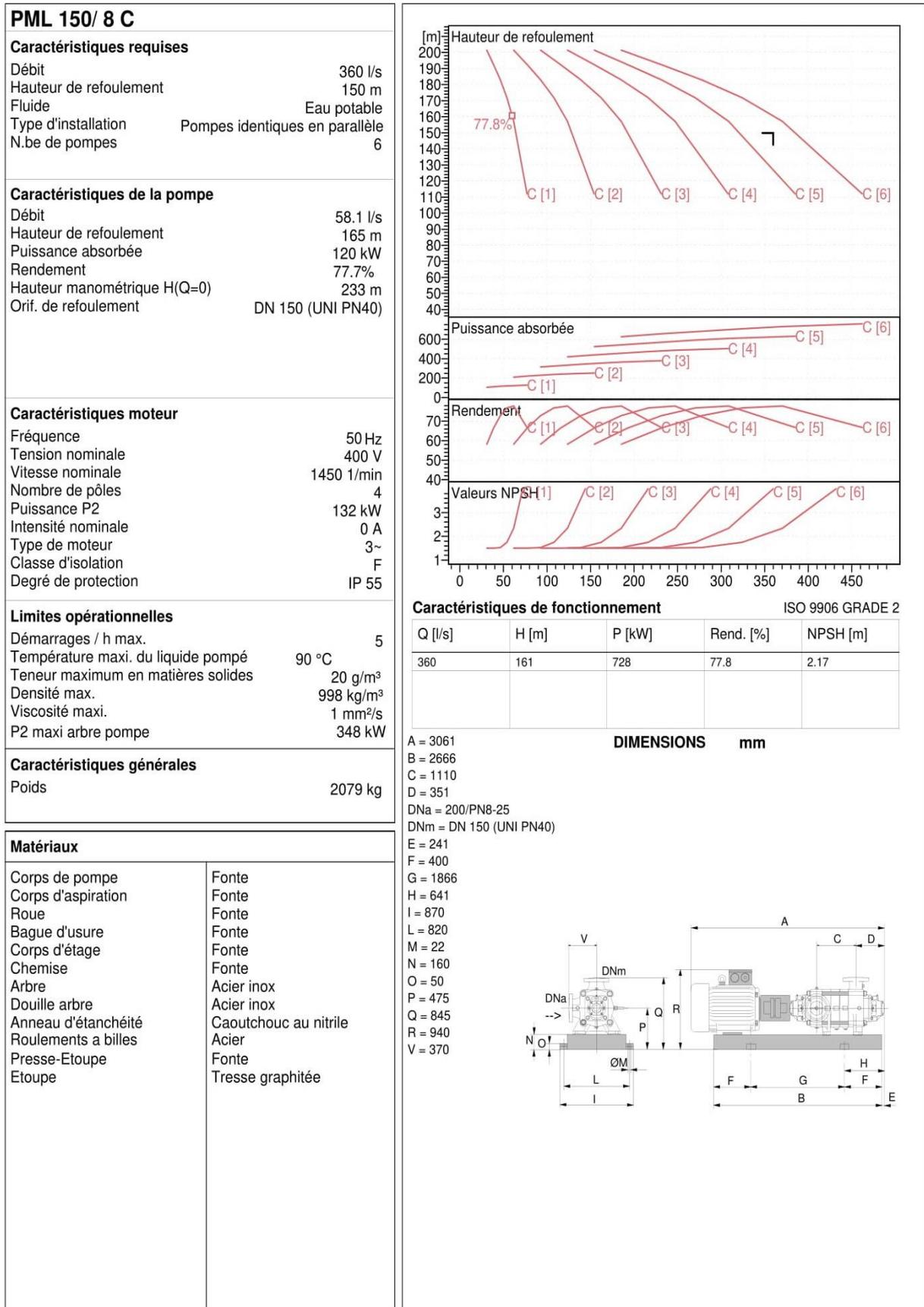


Figure V.2 : La fiche technique des pompes de SP2 :

V.5.3. Station de pompage n°3 :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V.3) :

Tableau V.3: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre :

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	1296	160	-	-	-	-	-	-
2	648	160	-	-	-	-	-	-
3	432	160	-	-	-	-	-	-
4	324	160	-	-	-	-	-	-
5	259.2	160	-	-	-	-	-	-
6	216	160	PML 150/8C	77.8	1450	1	728	2.17

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 06 en plus d'une 02 pompe de secours. Ces 8 pompes sont identiques de type **PML 150/8C**.

Les caractéristiques de la pompe et son courbe caractéristique sont dans la figure (V.3).

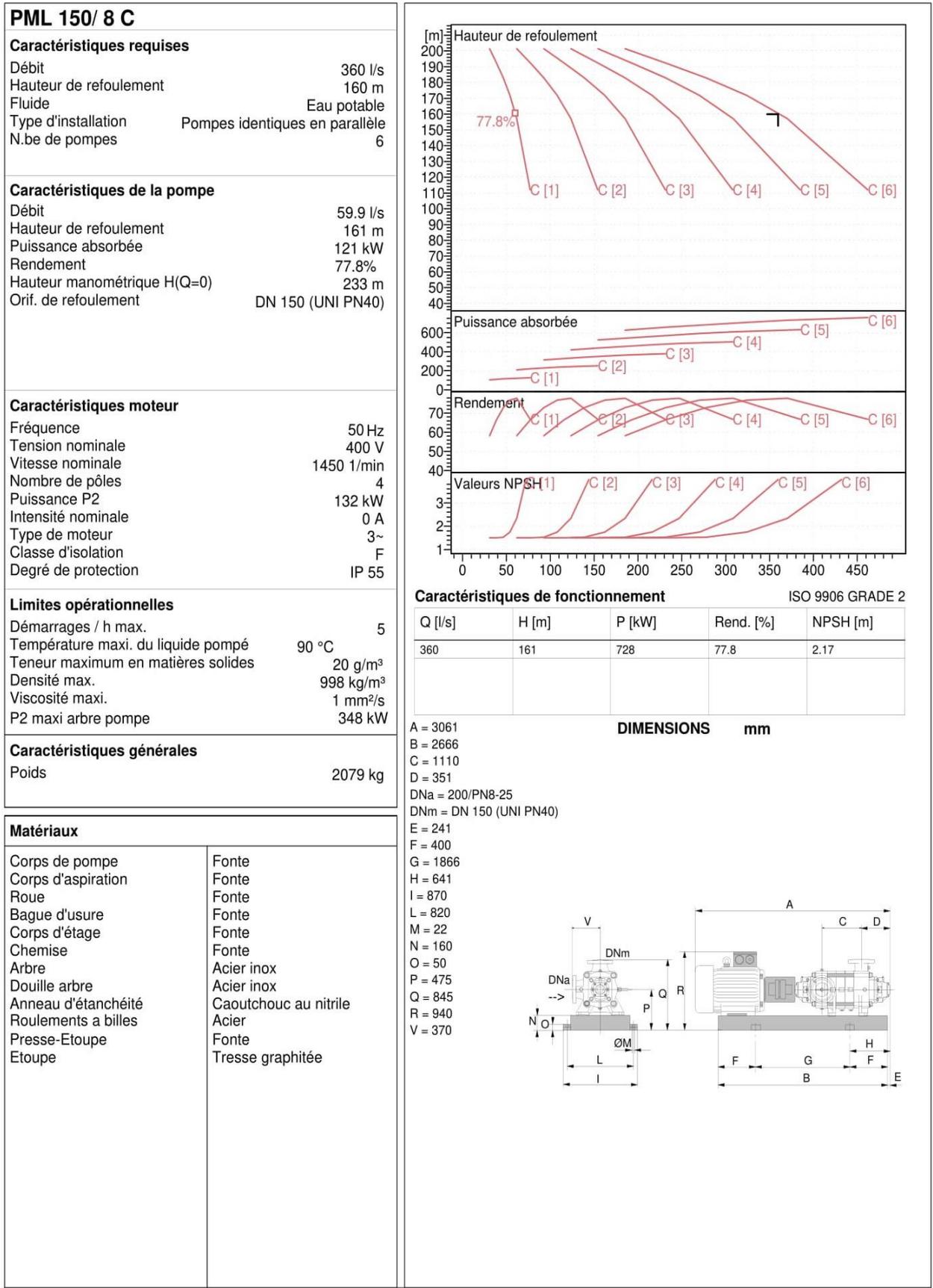


Figure V.3 : La fiche technique des pompes de SP3 :

V.5.4. Station de pompage n°4 :

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau (V.2) :

Tableau V.4: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre :

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	1296	100	-	-	-	-	-	-
2	648	100	-	-	-	-	-	-
3	432	100	-	-	-	-	-	-
4	324	100	-	-	-	-	-	-
5	259.2	100	-	-	-	-	-	-
6	216	100	PML 150/5C	77.8	1450	1	450	2.18

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 06 en plus d'une 02 pompe de secours. Ces 8 pompes sont identiques de type **PML 150/5C**.

Les caractéristiques de la pompe et son courbe caractéristique sont dans la figure (V.4).

PML 150/ 5 C	
Caractéristiques requises	
Débit	360 l/s
Hauteur de refoulement	100 m
Fluide	Eau potable
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	6
Caractéristiques de la pompe	
Débit	60 l/s
Hauteur de refoulement	100 m
Puissance absorbée	75.8 kW
Rendement	77.8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	145 m
Orif. de refoulement	DN 150 (UNI PN40)
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance P2	90 kW
Intensité nominale	0 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	90 °C
Teneur maximum en matières solides	20 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
P2 maxi arbre pompe	348 kW
Caractéristiques générales	
Poids	1551 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

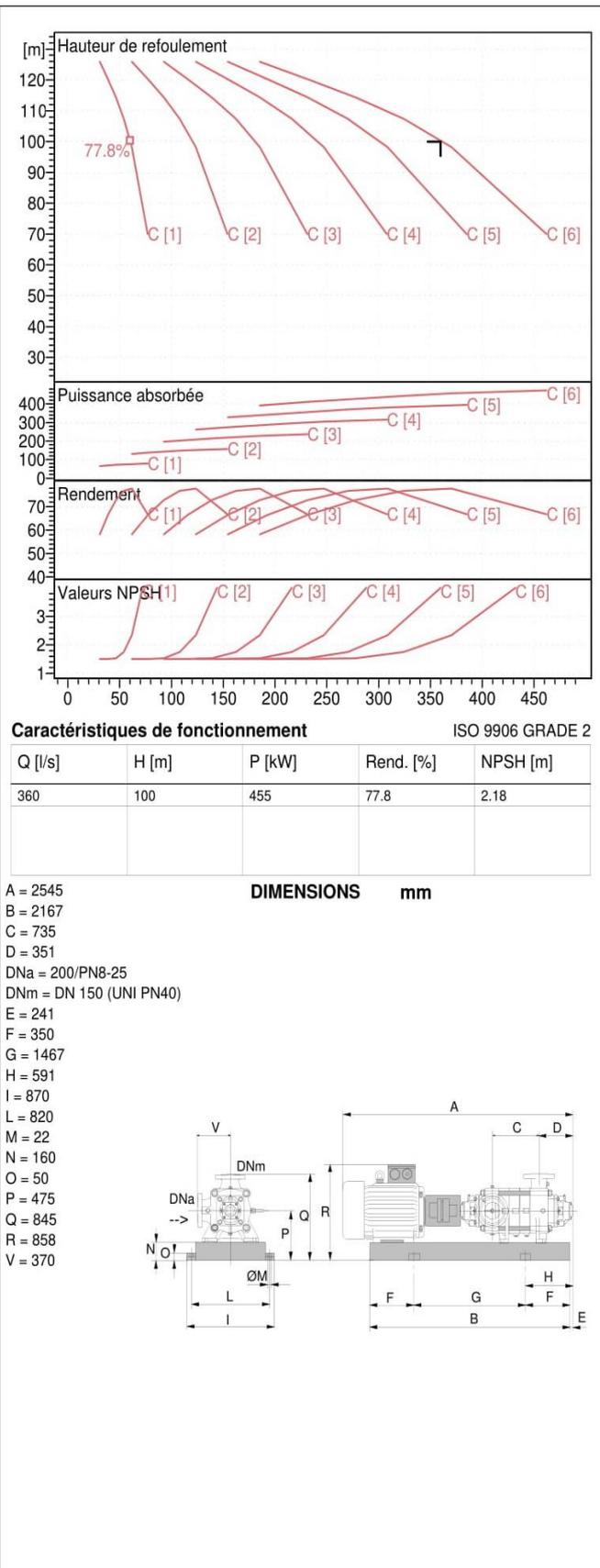


Figure V.4 : La fiche technique des pompes de SP4 :

V.6. Point de fonctionnement :

Pour notre cas la détermination de point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection entre la courbe caractéristique de la pompe installée et en fonctionnement [H-Q] et la courbe caractéristique de la conduite refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

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

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

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales. Cette condition dans la plupart des cas n'est pas généralement satisfaite, c'est pourquoi on sera contré d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe afin de l'adapter à des conditions de marche donnée. A cet effet, plusieurs solutions sont envisagées :

- ❖ Modification de la vitesse de rotation.
- ❖ Modification du temps de pompage.
- ❖ Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire la hauteur et le débit d'une pompe donnée.

V.6.1. Courbe caractéristique de la conduite :

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (\text{V.1})$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \quad (\text{V.3})$$

λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, $\lambda = 0,016$ (voir chapitre III) ;

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

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s) ;

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

g : accélération de la pesanteur (m/s²).

a. Pour la conduite de refoulement de la SP1 :

Tableau V.5 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP1) :

N°	Q(M ³ /S)	5Q (M ³ /S)	HG	L _{REF}	D _{EC}	A	H _{LIN} (M)	H _T (M)	H _C (M)
1	0.01	0.05	55	3961.3	630	0.011	0.248	0.286	55.286
2	0.015	0.075	55	3961.3	630	0.011	0.559	0.643	55.643
3	0.02	0.1	55	3961.3	630	0.011	0.994	1.143	56.143
4	0.025	0.125	55	3961.3	630	0.011	1.553	1.786	56.786
5	0.03	0.15	55	3961.3	630	0.011	2.236	2.572	57.572
6	0.035	0.175	55	3961.3	630	0.011	3.044	3.500	58.500
7	0.04	0.2	55	3961.3	630	0.011	3.975	4.572	59.572
8	0.045	0.225	55	3961.3	630	0.011	5.031	5.786	60.786
9	0.05	0.25	55	3961.3	630	0.011	6.211	7.143	62.143
10	0.055	0.275	55	3961.3	630	0.011	7.516	8.643	63.643
11	0.06	0.3	55	3961.3	630	0.011	8.945	10.286	65.286
12	0.065	0.325	55	3961.3	630	0.011	10.497	12.072	67.072
13	0.07	0.35	55	3961.3	630	0.011	12.175	14.001	69.001
14	0.075	0.375	55	3961.3	630	0.011	13.976	16.072	71.072

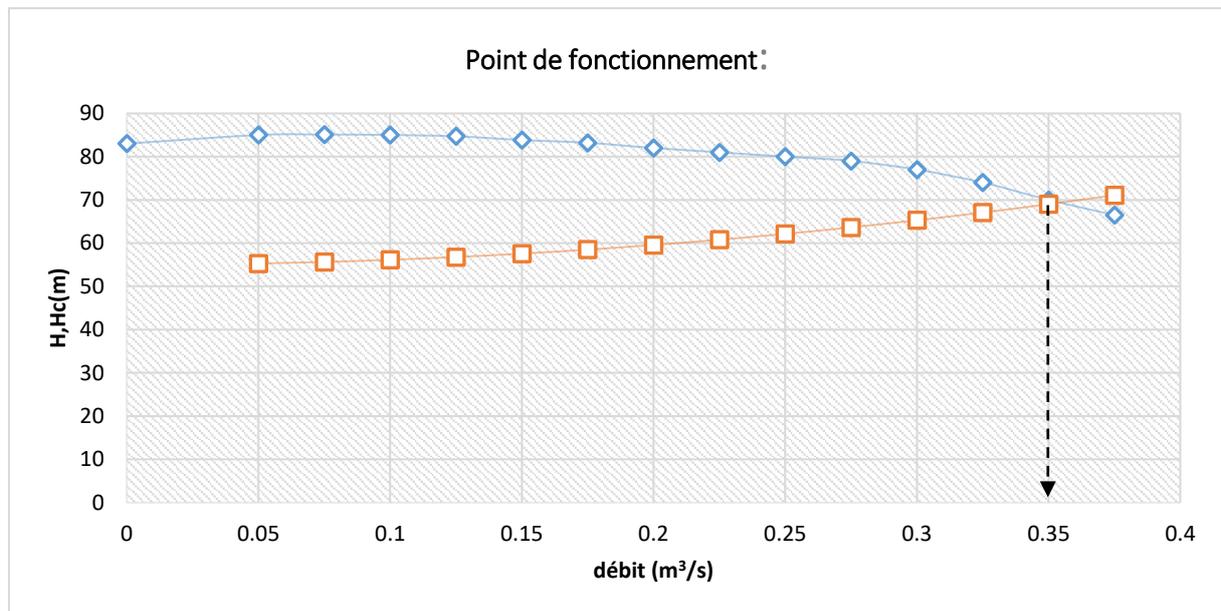


Figure V.5 : Point de fonctionnement des pompes de SP1.

Le débit de la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$Q_{pf}=350 \text{ l/s} < Q_{app}=360 \text{ l/s.}$$

$$H_{pf}=69 \text{ m} < H_{app}=70 \text{ m}$$

Le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10%, -10%), par conséquent aucun réglage est nécessaire.

b. Pour la conduite de refoulement de la SP2 :

Tableau V.6 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP2) :

N°	Q(M ³ /S)	6Q (M ³ /S)	HG	L _{REF}	D _{EC}	A	H _{LIN} (M)	H _T (M)	H _C (M)
1	0.01	0.06	137	3446.9	0.63	0.011	0.311	0.358	137.358
2	0.015	0.09	137	3446.9	0.63	0.011	0.700	0.806	137.806
3	0.02	0.12	137	3446.9	0.63	0.011	1.245	1.432	138.432
4	0.025	0.15	137	3446.9	0.63	0.011	1.946	2.238	139.238
5	0.03	0.18	137	3446.9	0.63	0.011	2.802	3.222	140.222
6	0.035	0.21	137	3446.9	0.63	0.011	3.814	4.386	141.386
7	0.04	0.24	137	3446.9	0.63	0.011	4.981	5.728	142.728
8	0.045	0.27	137	3446.9	0.63	0.011	6.304	7.250	144.250
9	0.05	0.3	137	3446.9	0.63	0.011	7.783	8.950	145.950
10	0.055	0.33	137	3446.9	0.63	0.011	9.417	10.830	147.830
11	0.06	0.36	137	3446.9	0.63	0.011	11.208	12.889	149.889
12	0.066	0.4	137	3446.9	0.63	0.011	13.837	15.912	152.912

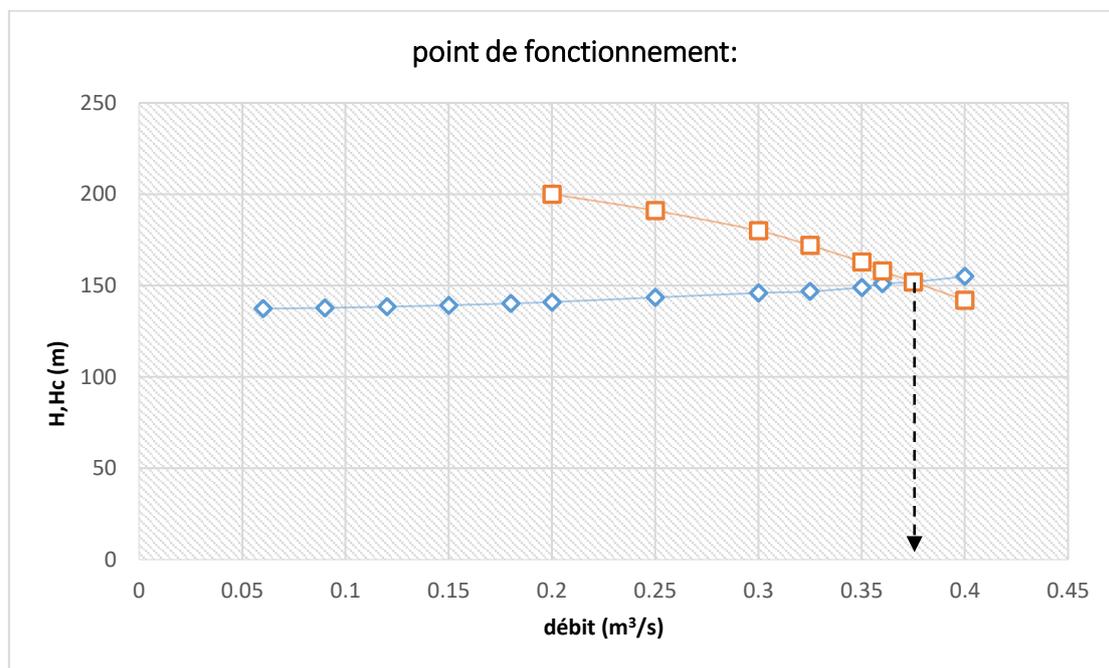


Figure V.6 : Point de fonctionnement des pompes de SP2.

Le débit de la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$Q_{pf}=375 \text{ l/s} > Q_{app}=360 \text{ l/s.}$$

$$H_{pf}=152 \text{ m} > H_{app}=150 \text{ m}$$

Le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10%, -10%), par conséquent aucun réglage est nécessaire.

c. Pour la conduite de refoulement de la SP3 :

Tableau V.7 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP3).

N°	Q(M ³ /S)	6Q (M ³ /S)	HG	L _{REF}	D _{EC}	A	H LIN(M)	H _T (M)	H _C (M)
1	0.01	0.06	152	2167.13	0.63	0.011	0.196	0.225	152.225
2	0.015	0.09	152	2167.13	0.63	0.011	0.440	0.506	152.506
3	0.02	0.12	152	2167.13	0.63	0.011	0.783	0.900	152.900
4	0.025	0.15	152	2167.13	0.63	0.011	1.223	1.407	153.407
5	0.03	0.18	152	2167.13	0.63	0.011	1.762	2.026	154.026
6	0.035	0.21	152	2167.13	0.63	0.011	2.398	2.757	154.757
7	0.04	0.24	152	2167.13	0.63	0.011	3.132	3.601	155.601
8	0.045	0.27	152	2167.13	0.63	0.011	3.964	4.558	156.558
9	0.05	0.3	152	2167.13	0.63	0.011	4.893	5.627	157.627
10	0.055	0.33	152	2167.13	0.63	0.011	5.921	6.809	158.809
11	0.06	0.36	152	2167.13	0.63	0.011	7.046	8.103	160.103
12	0.066	0.4	152	2167.13	0.63	0.011	8.699	10.004	162.004

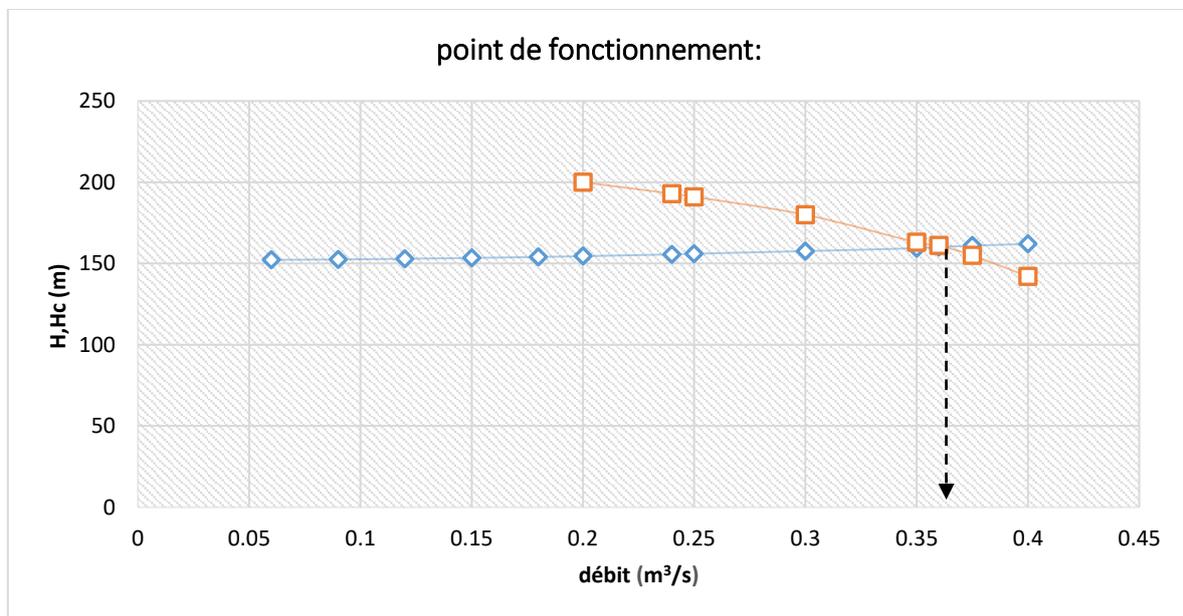


Figure V.7 : Point de fonctionnement des pompes de SP3.

Le débit de la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$Q_{pf}=358 \text{ l/s} < Q_{app}=360 \text{ l/s.}$$

$$H_{pf}=158 \text{ m} < H_{app}=160 \text{ m}$$

Le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10%, -10%), par conséquent aucun réglage est nécessaire.

d. Pour la conduite de refoulement de la SP4 :

Tableau V.8 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP4).

N°	Q(M ³ /S)	6Q (M ³ /S)	HG	L _{REF}	D _{EC}	A	H _{LIN} (M)	H _T (M)	H _C (M)
1	0.01	0.06	89	2972.4	0.63	0.011	0.268	0.309	89.309
2	0.015	0.09	89	2972.4	0.63	0.011	0.604	0.695	89.695
3	0.02	0.12	89	2972.4	0.63	0.011	1.074	1.235	90.235
4	0.025	0.15	89	2972.4	0.63	0.011	1.678	1.930	90.930
5	0.03	0.18	89	2972.4	0.63	0.011	2.416	2.779	91.779
6	0.035	0.21	89	2972.4	0.63	0.011	3.289	3.782	92.782
7	0.04	0.24	89	2972.4	0.63	0.011	4.295	4.940	93.940
8	0.045	0.27	89	2972.4	0.63	0.011	5.436	6.252	95.252
9	0.05	0.3	89	2972.4	0.63	0.011	6.712	7.718	96.718
10	0.055	0.33	89	2972.4	0.63	0.011	8.121	9.339	98.339
11	0.06	0.36	89	2972.4	0.63	0.011	9.665	11.114	100.114
12	0.065	0.39	89	2972.4	0.63	0.011	11.343	13.044	102.044
13	0.07	0.42	89	2972.4	0.63	0.011	13.155	15.128	104.128
14	0.075	0.45	89	2972.4	0.63	0.011	15.101	17.366	106.366

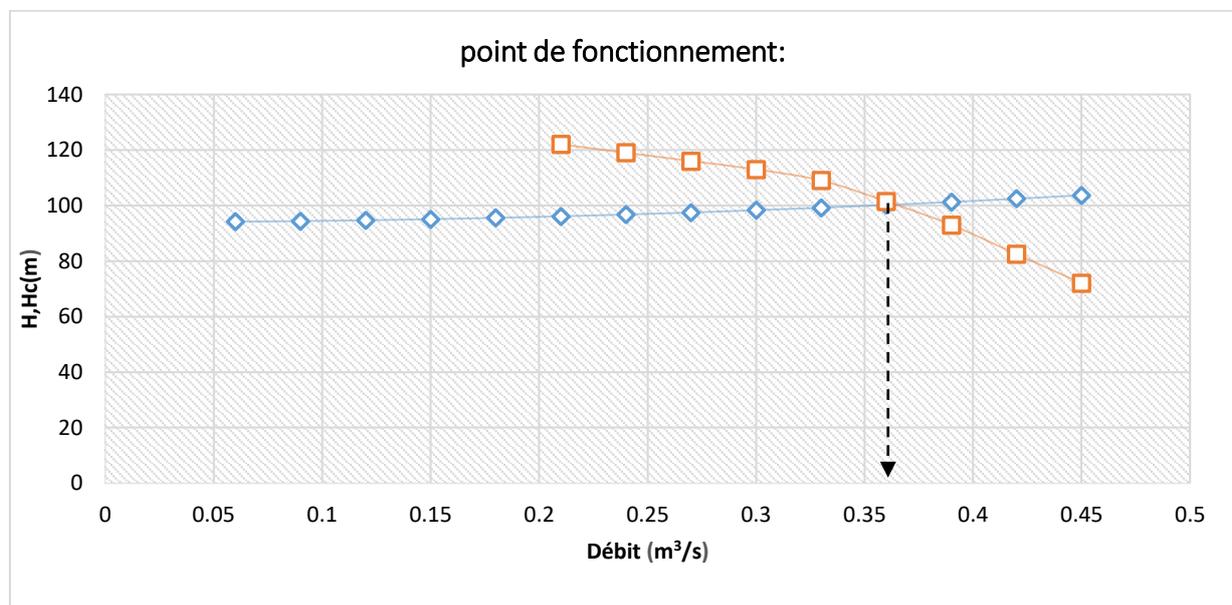


Figure V.8 : Point de fonctionnement des pompes de SP4.

Le débit de la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement sont :

$$Q_{pf}=357 \text{ l/s} < Q_{app}=360 \text{ l/s.}$$

$$H_{pf}=99.99 \text{ m} < H_{app}=100 \text{ m}$$

Le Q_{app} se situe dans l'intervalle (+10%, -10%), par conséquent aucun réglage est nécessaire.

V.8. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

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

A- Débit disponible > Débit appelé

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

❖ **Réglage qualitatif** : c'est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c'est à dire qu'on a un moteur à vitesse variable.

❖ **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

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

H'_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-Q)_R$ (m).

❖ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} * Q$$

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 :

$$d = d_{ex} * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}}$$

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 ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}}$$

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

❖ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** : en augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes.).

❖ **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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t \quad (V.5)$$

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).

❖ **Changement du type de la pompe** : si cela est possible.

V.9. 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.

V.9.1. Les équipements en amont : aspiration :

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 restent 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. Dans tous les

cas, il y a augmentation de pertes de charge, ce dont il faut tenir compte dans les conduites d'aspiration.

V.9.2. 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.

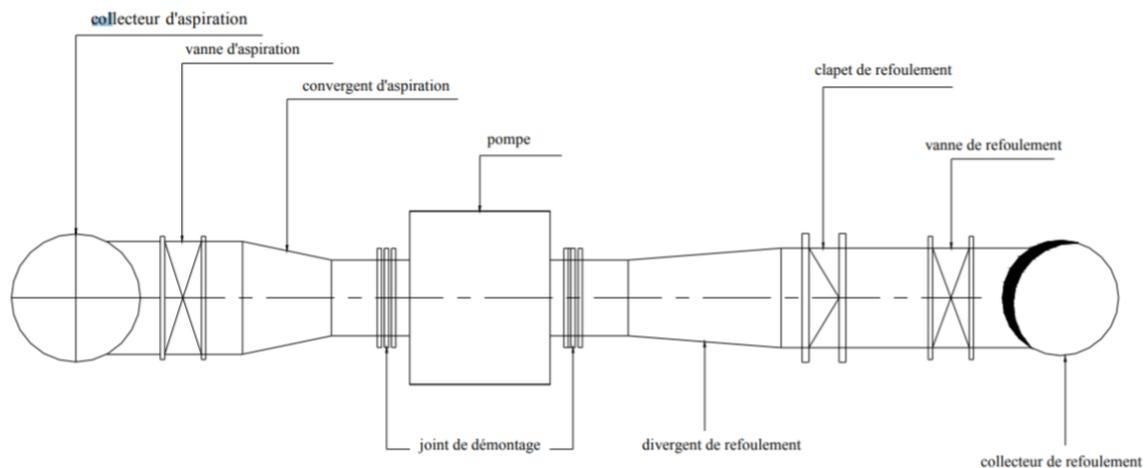


Figure V.9 : Equipement hydraulique en amont et en aval de la pompe.

V.10. Etude de la cavitation :

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lorsque 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 :

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d \quad (V.6)$$

$(NPSH)_r$: 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, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,3$ 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 :

$$h_{asp}^{adm} = -(NPSH)_r - r + P_{at} - T_v - \frac{V_a^2}{2 * g} - \Delta h_{asp} \quad (V.7)$$

Tableau V.9 : la hauteur d'aspiration admissible

LES PARAMETRES :	$(NPSH)_R$	R	P_{AT}	T_v	$VA^2/2G$	H_{ASP}	H_{ADM}
SP1	6.2	0.3	9.8	0.24	0.88	0.3	1.88
SP2	2.17	0.3	9.8	0.24	0.88	0.3	5.91
SP3	2.17	0.3	9.63	0.24	0.88	0.3	5.91
SP4	2.18	0.3	9.41	0.24	0.88	0.3	5.90

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.

Chapitre V : Etude de pompage.

T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e) ;

Tableau V.11: 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.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (V.8)$$

Δh_{asp}^{lin} : perte de charge linéaire à l'aspiration (m).

$$\Delta h_p^{lin} = 0,001735 * \left(\frac{L_r * Q_{app}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{l_r * Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \quad (V.9)$$

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 (m^3/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),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 * Q_{app}}{\pi * V_c}} \quad (V.11)$$

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,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V.12)$$

Avec : $DN1$: diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

V.11. Calage de la pompe :

Le calage de la pompe est de déterminer la côte 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 :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad (V.13)$$

∇_{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, $r = (0,1 - 0,3)$ m. $r = 0,2$

Pour notre cas on a :

Tableau V.12: 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	1.88	380.61

SP2	5.91	390.41
SP3	5.91	513.58
SP4	5.90	666.61

V.12. Choix du moteur électrique :

V.12.1. 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.

V.12.2. Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn} \quad (\text{V.14})$$

Où:

N_m : vitesse de rotation du moteur (tr/mn) ;

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/mn),

N_m (MEC-A3/100B) = 2920 tr/mn

N_m (PML 150/8C) = 1450 tr/mn

N_m (PML 150/8C) = 1450 tr/mn

N_m (PML 150/5C) = 1450 tr/mn

V.12.3. Puissance fournie par le moteur :

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\varpi * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * \eta_m} \quad (\text{V.15})$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

ϖ : poids volumique de l'eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;

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 V.13: 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

A.N : les résultats obtenus sont au tableau :

Tableau V.14 : la puissance de moteur de chaque type de pompe.

Type de pompe :	(MEC-A3/100B)	(PML 150/8C)	(PML 150/8C)	(PML 150/5C)
$P_{abs}(w)$	307	728	728	450
K	1.05	1.05	1.05	1.05
HMT	70	150	160	100
$P_m(kw)$	386.20	854.18	911.12	569.45

V.12.4. Caractéristique du moteur :

Les caractéristiques du moteur de chaque pompe sont déterminées à l'aide de logiciel CAPRARI. (Les caractéristiques sont en fiche technique) voir les figures (V.1, V.2, V.3, V.4)

V.13. Bâtiment de la station de pompage :

Pour le dimensionnement de la station de pompage nous avons :

- ❖ Choix de bâtiment.
- ❖ Partie souterraine.
- ❖ Partie supérieure (salle des 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 batiments de stations de pompages 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.

V.13. Choix du type de bâtiment :

PARAMETRES :	BLOC	BACHE SECHE	BACHE MOUILLE	SURFACE
Débit (m^3/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 la rivière (m)	1-2	1-3	-	Important

On a pour les 4 station 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.

V.14. Dimensionnement de bâtiment de la station de pompage :

V.14.1. Dimensionnement de bâtiment de la station de pompage n°1 :

a. Hauteur du bâtiment :

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \quad (\text{V.16})$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \quad (\text{V.17})$$

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 : $H_b = 1.71 + 2.1 + 0.3 + 0.8 + 0.5 \Rightarrow H_b = 5.41 \text{ m}$

Conclusion :

Les hauteurs du bâtiment étant normalisées (3,6 ; 4,2 ; 4,8 ; 5,5 m) on prend comme hauteur du bâtiment $H_b = 5,5 \text{ m}$.

b. Longueur du bâtiment :

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \cdot L + L_{int} + L_{pf} + L_1 \quad (\text{V.18})$$

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, $L_{int} = (0,8-1,2) \text{ m}$,

On prend : $L_{int} = 1,2 \text{ m}$.

L_r : longueur de la plateforme de montage, $L_{pf} = 3 \text{ m}$.

L_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe $L_1 = 0.5 \text{ m}$

A.N : $L_b = 7 \cdot 1.677 + 6 \cdot 1,2 + 3 + 2 \cdot 0.5 \Rightarrow L_b = 22.939 \text{ m}$.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **23 m**.

c. Largeur du bâtiment :

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2 \cdot s + l_r \quad (\text{V.19})$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,2 \text{ m}$;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,45 \text{ m}$;

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 1,2 \text{ m}$;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \quad (\text{V.20})$$

Où :

Chapitre V : Etude de pompage.

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 0.68$ m ;
 l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 * D_a$
 A.N : $l_{tr} = 2*250 \Rightarrow l_{tr} = 0,5$ 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: $l_3 + l_4 = 068 + 0,5 + 0,9 + 1,4 \Rightarrow l_3 + l_4 = 3.48$ m
A.N: $l_b = 0,45 + 1,2 + 3.48 + 2*0,2+3 \Rightarrow l_b = 8.5$ m
 La station de pompage aura une largeur de **8.5 m**.

d. Dimensions des portes :

- ❖ Porte principale : **3.2*3**
- ❖ Porte secondaire : **2.5*1.6**

e. 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.

$$\sum S_f = 0,125 * 23 * 8.5 \Rightarrow \sum S_f = 24,4 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = \frac{\sum S_f}{S_f} \quad (\text{V.21})$$

n : nombre de fenetres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,5 * 3)$;

$$\text{A.N : } n = \frac{24,4}{1,5 * 3} \Rightarrow \mathbf{n = 6 \text{ fen\^etres}}$$

f. Dimensionnement des marches d'escalier :

- ❖ Hauteur : **17 cm** ;
- ❖ Largeur : **30 cm** ;
- ❖ Pente : **1/1,75**.

V.14.2. 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 V.15: 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
SP3	25	8.5	5.5	0.3	6*(1,5 * 3)	2,5*1,6	3,2* 3
SP4	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 a axe horizontales type CAPRARI pour les trois stations de pompage. Ces pompes seront entraînées par des moteurs électriques asynchrones

Chapitre V : Etude de pompage.

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.

Introduction :

La connaissance des phénomènes contribuant à la dégradation des conduites représente un élément très important pour bien choisir les paramètres de protection des conduites lors de la réalisation des réseaux d'eau potable ; et parmi ces problèmes on a : la corrosion et le coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement de ces réseaux. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre le coup de bélier seulement par ce que les conduites en PEHD ne corrodent pas.

VI.1. Définition du coup de bélier :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites entre deux régimes permanents.

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. [6]

VI.2. Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont :

- ❖ 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.
- ❖ La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.

VI.3. Risques dus aux coups de bélier :

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

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

a) Cas de la surpression :

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

b) 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. Si le profil en long de la canalisation est déformable la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints aspirés. Le phénomène de cavitation, une fois apparu, peut provoquer la détérioration de la couche d'enduit intérieur du tuyau.

c) 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.

VI.4. 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 mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

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 à $\frac{L}{a}$ 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 $\frac{4L}{a}$. [5]

VI.5. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

Les conduites gravitaires sont menacées par les effets néfastes du coup de bélier de même que dans les conduites en refoulement, sauf qu'il commence par une surpression puis s'achève une dépression.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite.

Les conduites sont reliées en amont par les réservoirs de relai et en aval est équipée d'une vanne de fermeture lente.

La célérité de l'onde élastique c est 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 (~1400 m/s). 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 B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule (VI.1) pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - V_m^2) * (1 - V_s)}{(1 - V_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - V_s)}}} \quad (V.1)$$

Avec :

C : célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau, $K=2.07*10^9$ pascal

ρ : Masse volumique de l'eau , $\rho =1000$ kg/m³

E_m : Module de young du matériau de la conduite, $E_m=1*10^9$ pascal

E_s : Module de young du sol, $E_s=2*10^8$ pascal

V_m : Coefficient de poisson du matériau, $V_m=0.46$ (PEHD)

V_s : Coefficient de poisson de sol entourant la conduite, $V_s=0.33$.

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieure de la conduite (m).

Le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule :

$$t_r = \frac{2 * L}{C} \quad (VI.2)$$

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

L : longueur de la conduite (m).

❖ **Application :**

Tableau VI.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)	t_r (s)
R.tampon-SP1	581	64.5	5451.62	504.395	21.62
Cheminée d'équilibre 1-SP2	515.6	57.2	8859.32	504.321	35.13
Cheminée d'équilibre 2-Brise de charge.	515.6	57.2	7439.71	504.321	29.50
Brise de charege-R.Nedroma	515.6	57.2	180.17	504.321	0.71

Afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à le temps de retour de l'onde de déformation.

VI.6. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) **Réservoirs d'air :** L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

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 jouera 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.

c) Soupape de décharge : C'est appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, 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 cas échéant, 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.

VI.6.1. 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 :

✓ **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.

✓ **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.

VI.6.2 Dimensionnement des réservoirs d'air :

La célérité d'onde est calculée à l'aide de la formule de B.Salah :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - V_m^2) * (1 - V_s)}{(1 - V_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - V_s)}}} \quad (V.1)$$

La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} \quad (VI.3)$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g : l'accélération de pesanteur.

La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C * V_0}{g}$$

$$D'où : \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 * g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe VI})$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}} \quad (\text{VI.4})$$

U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: 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)
SP1	PEHD	630	0.21	1.72	3961.3	55
SP2	PEHD	630	0.21	1.72	3446.91	137
SP3	PEHD	630	0.21	1.72	2167.13	152
SP4	PEHD	630	0.21	1.72	2972.4	89

❖ **Calcul de la célérité d'onde C :**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3: Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

N° de station	K (Pa) (x 10 ⁹)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	E_s (Pa) (x 10 ⁸)	E_m (Pa) (x 10 ¹¹)	e_m (m)	C (m/s)
SP1	2.07	1000	0.2578	0.46	0,33	2	1	0.0572	504.32
SP2	2.07	1000	0.2578	0.46	0,33	2	1	0.0572	504.32
SP3	2.07	1000	0.2578	0.46	0,33	2	1	0.0572	504.32
SP4	2.07	1000	0.2578	0.46	0.33	2	1	0.0572	504.32

❖ **Calcul des capacités des différents réservoirs d'air :**

$$g=9.81 \text{ m/s}^2$$

Tableau VI.4: Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement.

N° de station	Z0 (m)	Z _{max} (m)	V ₀ (m/s)	Z _{max} /Z ₀	h0 (m)	h ₀ /Z ₀ (x10 ⁻³)	U0/L*S (x10 ⁻²)	Z _{min} /Z ₀	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V (m ³)
SP1	65	153.42	1.72	2.36	0.15	2.32	1.1	0.55	9.15	16.64	19.96
SP2	147	235.42	1.72	1.60	0.15	1.03	1.3	0.67	9.41	14.04	16.85
SP3	162	250.42	1.72	1.55	0.15	0.93	1.3	0.68	5.92	8.70	10.44
SP4	99	187.42	1.72	1.89	0.15	1.52	1	0.59	6.24	10.58	12.70

V : Le volume de réservoir majoré de 20%

$$V=20\% U_{\max}+ U_{\max} \quad (\text{VI.5})$$

Selon la brochure de **hydrofot CHARLATTE nous optons les réservoir d'air suivant :**

La station de pompage :	V (m ³)	V (l)
SP1	20	20000
SP2	18	18000
SP3	12	12000
SP4	15	15000

VI.7. 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.

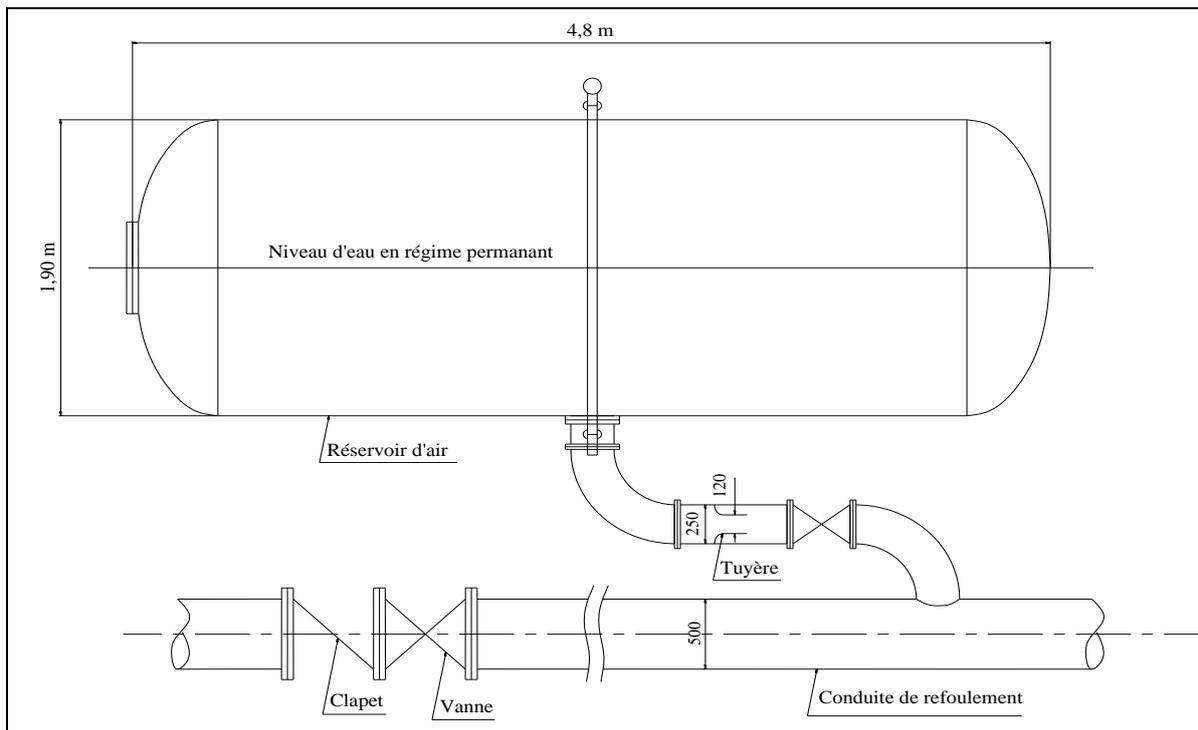


Figure VI.2 : Schéma d'installation du réservoir d'air.

Conclusion :

Afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, On installe juste à la sortie des stations de pompage SP1, SP2, SP3, SP4 un réservoir d'air pour chaque station de capacité sont respectivement 20000 l, 18000 l, 12000 l et 15000 l. et afin de protéger la conduite gravitaire contre le coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes ayant un temps de fermeture supérieur à le temps de retour de l'onde de déformation.

Introduction :

Afin que notre projet soit exécuté dans les meilleures conditions possibles, une opération dite « Organisation de chantier » doit être étudiée, afin de déterminer et de coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour une réalisation et une exécution des travaux aussi conforme que possible tout en respectant les délais les plus brefs.

VII.1.1. 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.
- ❖ Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures
- ❖ 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.
- ❖ Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage.

1.Décapage :

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ...etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de **10cm**.

2.Exécution des fouilles :

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : **$1.5 \cdot 1.5 \cdot 1.5 \text{ m}^3$**

3.Coulage du béton de propreté :

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10 cm de gros béton au fond des fouilles.

4.Remblayage :

Le remblayage des fouilles et des casiers, consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

5.Coulage du béton :

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m^3 . Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux,

Les demi poteaux et semelles nécessite une bétonnière à tambour, pour les longrines et la dalle là où les volumes du béton sont importants nécessite une pompe à béton.

6.Maçonnerie :

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

VII.1.2. Travaux concernant l'adduction :

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

1.Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus dans notre cas de 1/1. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et le déblai sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

2.Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

3.Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

4.Pose des conduites :

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

5.Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

6.Nivellement et compactage :

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite à compacter pour augmenter la densité des terres et éviter un tassement par la suite.

VII.1.3. Travaux concernant les réservoirs :

Dans la zone d'étude nous avons à construire 4 bache d'eau 500 m³ de capacité. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer le volume des travaux pour la réalisation d'une bache d'eau.

- ❖ 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 et de la dalle de la chambre de manœuvre.
- ❖ Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes.

VII.2. Calcul des volumes des travaux :

VII.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :

Vu que les quartes stations de pompage sont presque identique et ont les memes 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 m².
- ❖ La profondeur des fouilles h : h=1.5m.
- ❖ Les semelles sont de forme carré de côté L=1.5m et de hauteur h = 0.40 m.
- ❖ Les avants poteaux sont de forme carré de coté 0,30 m et de hauteur h =0.7 m.
- ❖ Les poteaux sont de forme carré de côté L = 0.30 m et de hauteur totale h = 5 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 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.

1.Calcul du volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper 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 m³**

Le nombre de station de pompage étant de 4 stations, alors le volume total de décapage de ces stations est de : $25 * 4$, soit : **100 m³**

2.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 m³**.

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 m³**.

Le nombre de fouilles étant de 18, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **60.75 m³**.

Le volume total des déblais est tel que : $595.35 + 60.75$ soit environ : **660 m³**

Le nombre de station de pompage étant 4, alors le volume total des déblais de ces stations est de : $660* 4$ soit : **2640 m³**

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 4, alors le volume total du béton de propreté de ces stations est de : $4*4.05$, soit : **16.2 m³**

4.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 VII.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

Chapitre VII : Organisation de chantier et pose de canalisation.

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 m³, soit : **97 m³**

Le nombre de station de pompage étant Quatre, alors le volume total du béton armé de ces stations est de : 4 * 97 soit : **388 m³**.

5. Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté des fouilles est 1,5*1,5*1 (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m, le volume est de 2,09 m³.

Le nombre de fouilles étant de 18 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **37.8 m³**.

Le volume du remblai compacté derrières les murs et les voiles enterrés est de 27*10.5*2*2,1 soit : **1190.7 m³**

Le volume total du remblai compacté est de 1228.5 m³, on majorera ce chiffre à **1230 m³**

Le nombre de station de pompage étant 4, alors le volume total du remblai compacté de ces stations est de : 4*1230 soit : **4920 m³**

6. Calcul du volume de la maçonnerie

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles : (25*5*2) – (6*1.5*3) soit : **223 m²**

- La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*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 : 4* 8000, soit : **32 000 unité**

Tableau VII.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

VII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :

1. Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers.

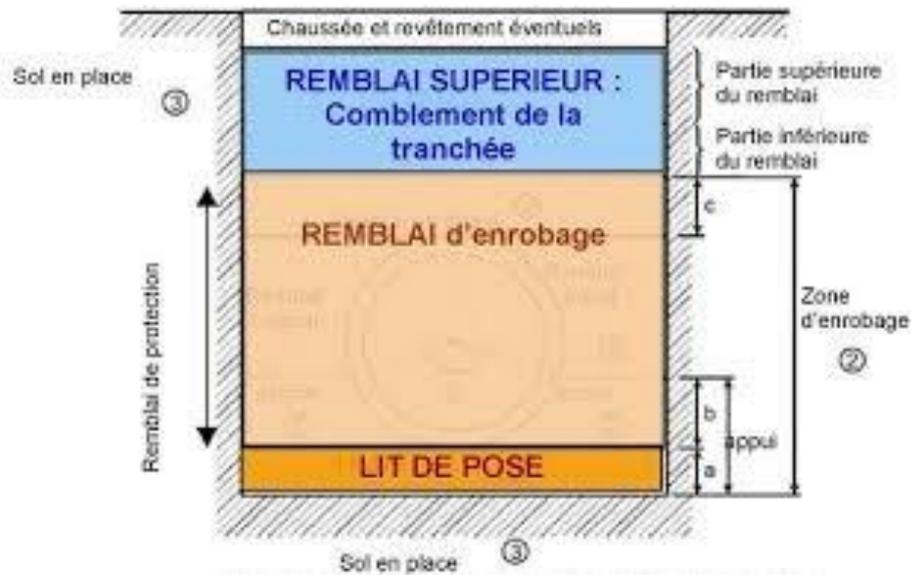


Figure VII.1 : Structure simplifiée d'une tranchée.

Sachant que :

$$S_{exc} = B * h \quad (VII.1)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

B : La base de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L \quad (VII.2)$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;

L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau VII.3: Calcul du volume des déblais

Tronçon	D (m)	B (m)	h (m)	S_{exc} (m ²)	L (m)	V_{exc} (m ³)
Réservoir tampon-SP1	0.71	1.71	1.8	3.078	5451.62	16 780
SP1- Cheminée d'équilibre 1	0.63	1.63	1.6	2.608	3961.3	10 331
Cheminée d'équilibre 1- SP2	0.63	1.63	1.6	2.608	8859.32	23 105
SP2- SP3	0.63	1.63	1.6	2.608	3446.91	8 990

Chapitre VII : Organisation de chantier et pose de canalisation.

SP3- SP4	0.63	1.63	1.6	2.608	2167.13	5 652
SP4- Cheminée d'équilibre 2	0.63	1.63	1.6	2.608	2972.4	7 752
Cheminée d'équilibre 2- piquage	0.63	1.63	1.6	2.608	4761.61	12 418
Piquage-R.Nedroma	0.63	1.63	1.6	2.608	2834.77	7 393
Piquage-R.Ain kebira	0.125	1.125	1.4	1.575	564.05	888
Total						93 309

Donc le volume total des déblais est de : **93 309 m³**

2.Lit de sable :

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 20 cm d'épaisseur.

$$V_s = B * e * L \quad (\text{VII.4})$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

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

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le tableau VIII.2.b.

Tableau VII.4: Calcul du volume du lit de sable

Tronçon	B (m)	e (m)	L (m)	V_{exc} (m³)
Réservoir tampon-SP1	1.71	0.2	5451.62	1 864
SP1- Cheminée d'équilibre 1	1.63	0.2	3961.3	1 291
Cheminée d'équilibre 1- SP2	1.63	0.2	8859.32	2 888
SP2- SP3	1.63	0.2	3446.91	1 124
SP3- SP4	1.63	0.2	2167.13	706
SP4- Cheminée d'équilibre 2	1.63	0.2	2972.4	969
Cheminée d'équilibre 2- piquage	1.63	0.2	4761.61	1 552
Piquage-R.Nedroma	1.63	0.2	2834.77	924
Piquage-R.Ain kebira	1.125	0.15	564.05	95
Total				11 415

Donc le volume du lit de sable est : $V_s = 11\ 415\ m^3$

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.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad (\text{VII.5})$$

S_c : section de la conduite (m^2) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L \quad (\text{VII.6})$$

V_c : volume de la conduite (m^3) ;

Les résultats de calcul du volume de la conduite figurent dans le VIII.2.c.

Tableau VII.5 : Calcul du volume de la conduite

Tronçon	D (m)	S (m)	L (m)	V_{exc} (m^3)
Réservoir tampon-SP1	0.71	0.40	5451.62	2 158
SP1- Cheminée d'équilibre 1	0.63	0.31	3961.3	1 235
Cheminée d'équilibre 1- SP2	0.63	0.31	8859.32	2 762
SP2- SP3	0.63	0.31	3446.91	1 074
SP3- SP4	0.63	0.31	2167.13	676
SP4- Cheminée d'équilibre 2	0.63	0.31	2972.4	927
Cheminée d'équilibre 2- piquage	0.63	0.31	4761.61	1 484
Piquage-R.Nedroma	0.63	0.31	2834.77	884
Piquage-R.Ain kebira	0.125	0.01	564.05	7
Total				11 206

On prend le volume de la conduite : $V_c = 11\ 206\ m^3$

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 :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad (\text{VII.7})$$

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 : $V_r = 93\ 309 - 11\ 415 - 11\ 206 \Rightarrow V_r = 70\ 688\ m$

Tableau VII.6 : Volumes des travaux de transfert :

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m^3	93 309
2	Lit de sable	m^3	11 415
3	La conduite	m^3	11 206
4	Remblais	m^3	70 688

VII.3. Calcul des coûts des travaux :

Le calcul des coûts des travaux est représenté dans les tableaux (VII.7, VII ,8, VII.9) :

Tableau VII.7: Coût des travaux d'une seule station de pompage.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
				DA	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**

Tableau VII.8: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m ³	93 309	400.00	37323600
2	Lit de sable	m ³	11 415	1000.00	11415000
4	Remblais compacté	m ³	70 688	500.00	35344000
				Montant	84082600

Le coût des travaux de l'adduction est de : **84 082 600.00 DA**

Tableau VII.9: Bilan des coûts

Coût des stations de pompage.	(3 255 300.00*4) DA
Coût de l'adduction.	84 082 600.00 DA
Coût de l'ensemble du projet.	97 103 800.00 DA

Le coût global des travaux est estimé à **97 103 800.00 DA**

VII.5. 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.

VII.5.1. 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 VII.2 : 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.

VII.5.2. 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 couche 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 VII.3 : Bulldozer

VII.5.3. Chargeur :

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Figure VII.4: Chargeur

VII.5.4. 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 VII.5 : Compacteur

VII.6. Pose de canalisation :

VII.6.1. Principe de pose de canalisations : [5]

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 différentes 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.

VII.6.1.1. 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.

VII.6.1.2. 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.

VII.6.1.3. 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). Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

VII.6.1.4. 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.

VII.6.1.5. 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.

VII.6.2. 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 de arbres.

VII.6.3. 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.

$$L_{\text{tranchée}} = L_{\text{adduction}}$$

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 :

$$B = D + 2 \times e \dots \dots \dots (VII.8)$$

B : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

e : espacement = 20 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.

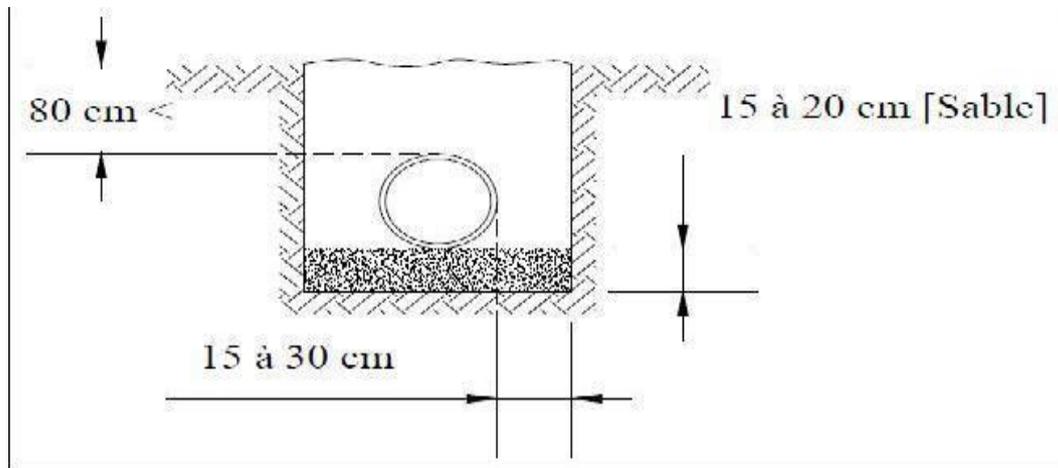


Figure VII.6 : Profondeur de tranchée

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.
- ❖ Nivelé soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.

VII.6.4. 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.

VII.6.5. 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.

VII.6.6. Remblaiement des tranchées :

Après la pose de canalisation proprement dite, nous procédons au remblaiement on utilisant la terre déjà déblayés après élimination des pierres grossières.

VII.6.7. 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.6.8. 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 des coudes, 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.

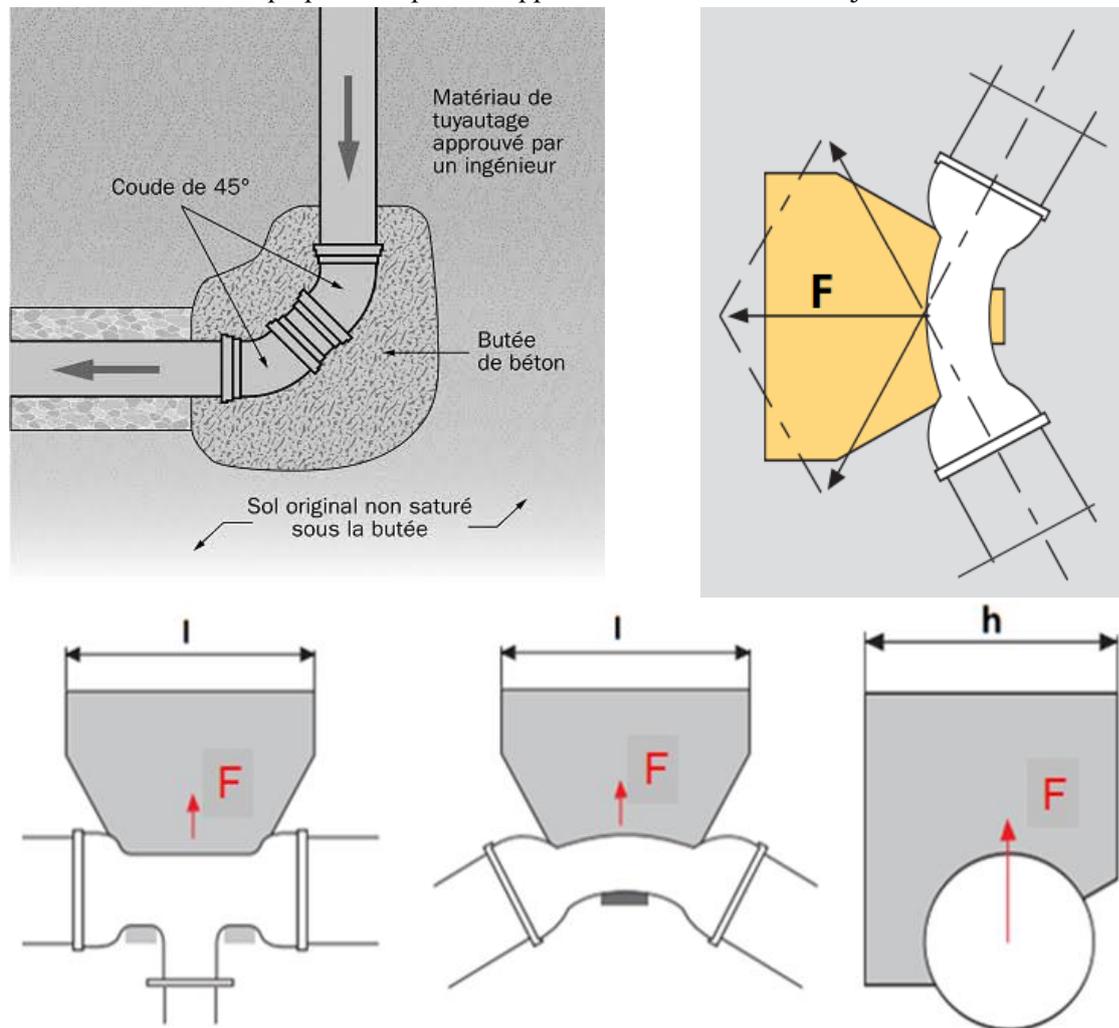


Figure VII.7 : Schéma explicatif des différents types des butées

VII.6.9. 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.

VII.6.9.1. 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 VII.8: Robinets vanne à opercule.



Figure VII.9: 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.

VII.6.9.2. 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.

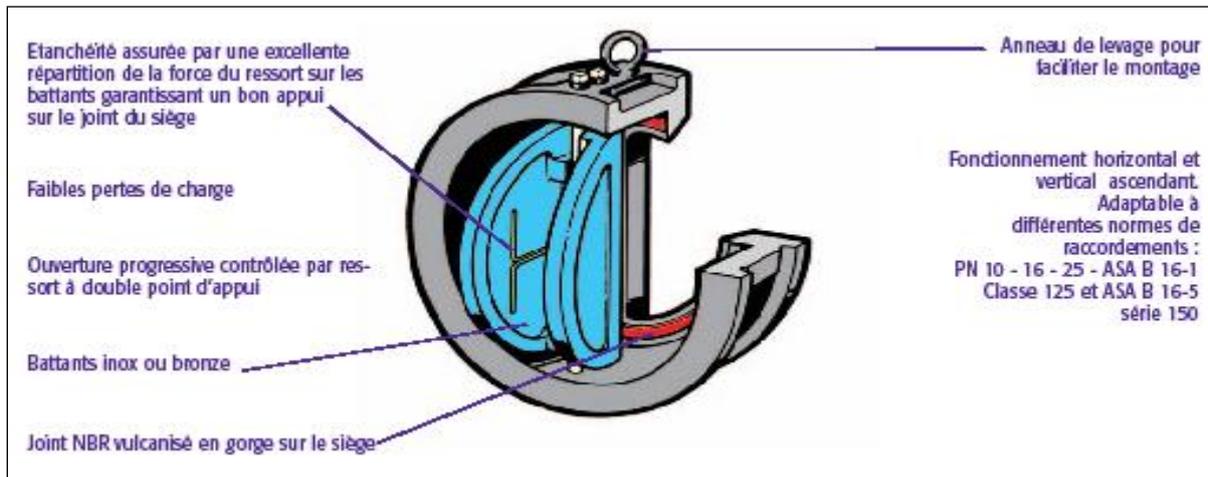


Figure VII.10 : Clapet à double battant.



Figure VII.11: Clapet à simple battant.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

VII.6.9.3. 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 .

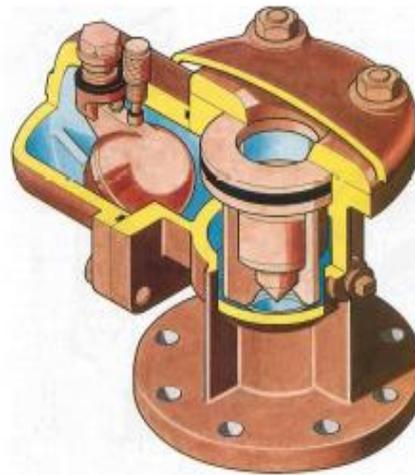
b) **Types de ventouses :** Il existe deux types de ventouse :

- ❖ Ventouse simple.

- ❖ Ventouse à deux orifices réunis en un seul appareil.



Ventouse simple



Ventouse à double orifice

Figure VII.12 : Les différents types de ventouses

Remarque :

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à double orifices car l'adduction mixte est de diamètre variant de 710 à 630 mm

VII.6.9.4. 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.

VII.6.9.5. 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).

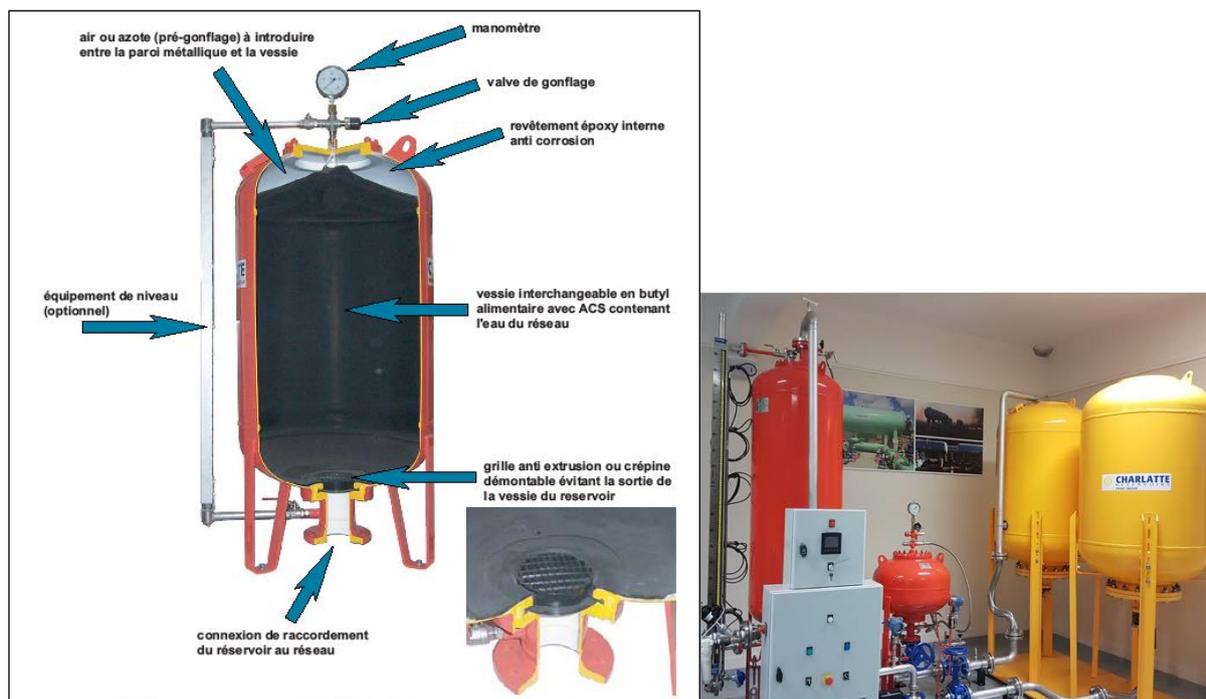


Figure VI.13: Réservoir anti-bélier à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

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.

VII.6.9.6. 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.

VII.6.9.7. 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 deux poteaux d'incendie au niveau de chaque station de pompage.

VII.6.9.8. 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.

VII.6.9.9. Déversoirs de trop plein :

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieur de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné.

VII.6.9.10. 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.

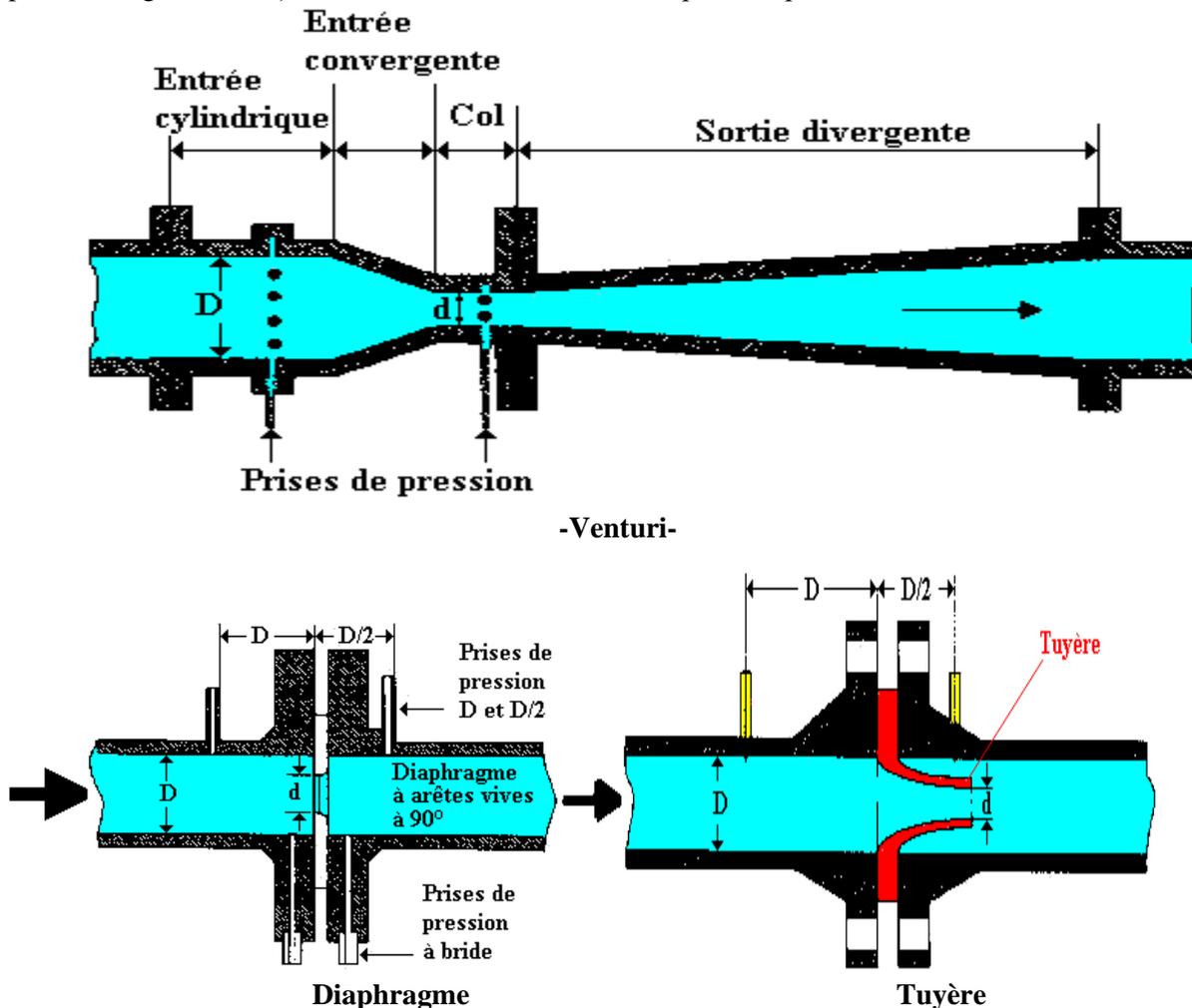


Figure VII.14: Les différents types des débitmètres

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 (figure VI.8).

❖ 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 VII.15 : 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.

VII.6.9.11. 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 : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ15'$).

b. Cônes

Chapitre VII : Organisation de chantier et pose de canalisation.

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...).

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.
- ❖ Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Afin de réaliser ce projet dans les plus brefs délais possibles, on doit prévoir un planning permettant la réalisation des deux parties du projet en même temps, c'est-à-dire lancer les travaux de la pose des conduites et en même temps, lancer les travaux de la réalisation des réservoirs et les stations de pompage, puis faire les raccordements.

La pose des canalisations dépend du nature du terrain, Les accessoires à utilisés seront :

- ❖ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de chaque station de pompage.
- ❖ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites ; Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites ;
- ❖ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir ;
- ❖ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent.
- ❖ Les clapets anti-retour ; Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoire

Conclusion générale :

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 règne ce type des travaux.

L'étude a été faite compte tenu les 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 dessalé 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 $25\,920\text{ m}^3/\text{j}$
- ❖ Dimensionner un réservoir tampon afin d'assurer la continuité d'écoulement et les bache d'eau pour les stations de pompage.
- ❖ Projeter des conduites en PEHD de diamètres qui varie ente 710 mm à 125 mm
- ❖ Implanter 4 station de pompage et choisir le type des pompes convenables à notre besoin et protéger l'adduction contre la régime transitoire en projetant un réservoirs 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 :

Ouvrages :

- [1] **Lotfi Mustapha KAZI-TANI & Abdelaziz GAOUAR** : « Ebauche cartographique des sols 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 EAU POTABLE DE LA VILLE D'AL BEYADH,2012

Catalogue :

CAPRRARI

CHIALI

Web site :

www.researchgate.com

www.chiali.com

www.charlatte.com

ANNEXE :

ANNEXE I:**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

ANNEXE II :Le prix unitaire de mètre linéaire des conduites type PEHD en fonction de diamètre :

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

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

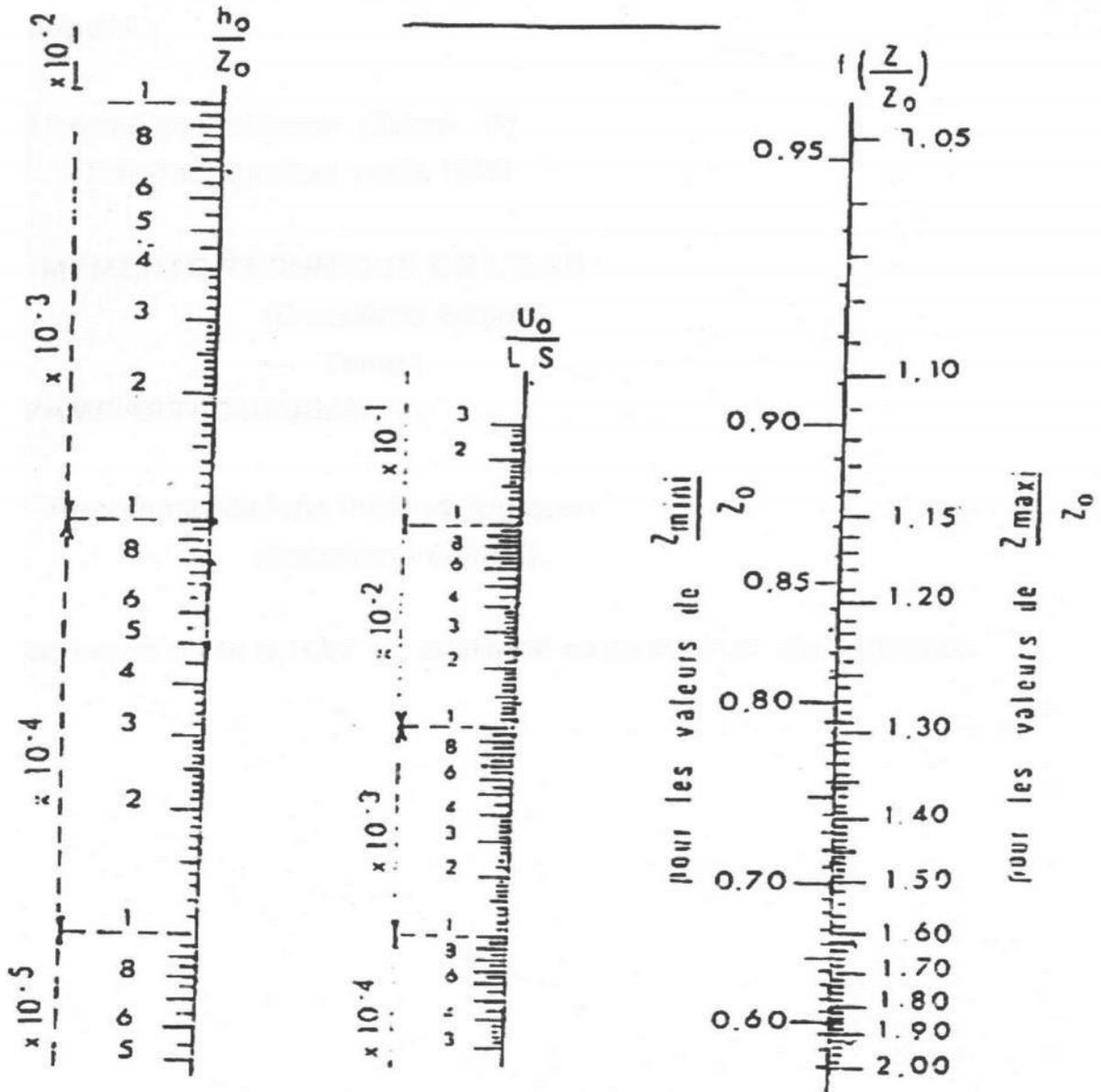


PLANCHE XXVII