

Higher National School of Hydraulic

The Library

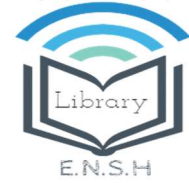
Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'une conduite d'adduction de la ville de Saneg (wilaya de Médéa) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0025-18

APA Citation (توثيق APA):

Simahdi, Mohamed Khaled (2018). Etude d'une conduite d'adduction de la ville de Saneg (wilaya de Médéa)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، 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.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : AEP

THEME DU PROJET :

**Etude d'une conduite d'adduction de la ville de Saneg
(wilaya de Médéa)**

PRESENTE PAR :

M^r SIMAHDI MOHAMED KHALED

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} H.MEDDI	M.C.A.	Président
M ^r S.HOULI	M.A.A.	Membre
M ^r A.HACHIMI	M.C.B.	Membre
M ^{me} C.SALHI	M.A.A.	Membre
M ^{me} M.KAHLERRAS	M.A.A.	Promotrice

Décembre 2018

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

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

Par la même occasion je remercie :

Mme. H. MEDDI qui m'a fait l'honneur de présider mon jury.

Aux membres de jury :

- Mme C.SALHI

- Mme Houli .S.

- Mr HACHEMI.A

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

Mes remerciements vont également à : ma sœur, mes frères : et toute la famille DJAIL, et tous mes amis,

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont Contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Simahidi Med

*Simahidi Med
Khaled*

DEDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à mes très chers parents pour leurs Sacrifices, leur

Aide et leur soutien.

À mes très chers frères

Ilyess, et Youcef

À mes oncles À mes tantes

À mes amis tous

À ma grande famille SIMAHDI

À mes Amis : Bilal, Nacer, Abdelghani, Lamine, Ali, Younes, Ayoub, Tarek,

Et tout le groupe AEP

À tous mes amis de l'école.

Simahdi Med

*Simahdi Med
Khaled*

ملخص:

تعاين بلدية سانق الواقعة بولاية المدية، من عجز واضح في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب، مما يستدعي إنجاز دراسة شاملة لتحسين الوضع. من خلال هذه المذكرة سندرس مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب، انطلاقا من خزان المياه الواقع بدائرة قصر البخاري، وتشمل هذه الدراسة تحديد أبعاد أنابيب النقل، وحجم الخزانات ومحطة الضخ، إضافة إلى حماية الأنابيب من ظاهرة الطرق المائي.

Résumé :

La commune de Saneg a la wilaya de Médéa souffre d'un pur déficit en alimentation en eau potable, ce qui appelle à réaliser une étude complète pour améliorer la situation. A travers ce mémoire on va étudier un projet d'alimentation en eau potable à partir de réservoir de Ksar El Boukhari, 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 phénomène de coup de bélier.

Abstract :

This study outlines ways to improve potable water supply for the community of Saneg (wilaya of Medea). The project tries to supply the aforementioned region with drinking from a water tank of (5000) m³ capacity that is based in Ksar Elboukhari. The retrieved water is to be stored in multiple reservoirs then pumped uphill to a main reservoir for distribution to the community with the help of gravity. It also involves determining pipeline and reservoir dimensions as well as addressing the phenomenon of water hammer.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION :	2
I.1.Situation géographique de la zone d'étude	2
I.2.Situation topographique :	3
I.3.Situation climatologique	4
I.3.1. Climatologie :	4
I.3.2. Températures :	4
I.3.3. Pluviométrie :	4
I.3.4. Vents :	4
I.4. Géologie :	4
I.5.Sismicité:	5
I.6.Situation démographique : Population :	5
I.7. Situation hydraulique :	5
I.7.1. Sources souterraines :	5
I.7.2. Ouvrages de stockages :	5
CONCLUSION	6

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

INTRODUCTION:	7
II.1. Evolution de la population	7
II.2.Catégories des besoins en eau potable :	8
II.3. Estimation des besoins	8
II.3.1. Choix de la norme unitaire de la consommation.....	8
II.3.2. Détermination de la consommation moyenne journalière	8
II.4. Calcul des besoins en eau	9
II.4.1.Aggglomération	9
II.4.1.1. Besoins domestiques	9
II.4.1.2. équipement existant.....	9
II.4.2. Fuites et gaspillage :	10
II.5. Consommation en eau totale moyenne	10
II.6. Variation de la consommation	11
II.7. Détermination des consommations maximales et minimales journalières	11
II.7.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max j}$) :	12
II.7.2. Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$) :	12
II.8. Récapitulation des débits horaire :	16
CONCLUSION	16

CHAPITRE III : ETUDE D'ADDITION

INTRODUCTION	17
III.1. Types d'adduction	17
III.1.1.Adduction gravitaire.....	17
III.1.2.Adduction par refoulement.....	17
III.1.3.Adduction mixte	17
III.2. Types d'écoulement dans les conduites d'adduction :	17
III.2.1. Ecoulement à surface libre :	17
III.2.2. Ecoulement en charge :	18
III.3.Choix du tracé	18
III.4.Choix des matériaux de canalisation	19
III.4.1.Fonte	19
III.4.2.Acier	19
III.4.3. PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)	19
III.4.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène).....	20
CONCLUSION	20
III.5.Calcul hydraulique	21
III.5.1. Cas gravitaire.....	21
III.5.2. Cas refoulement.....	21
III.5.2.1 Calcul des pertes de charge.....	23
III.5.2.1.1.pertes de charge linéaires	23
III.5.2.1.2. pertes de charge singulières	24
III.5.2.1.3. pertes de charge totales	24
III.5.2.2.Calcul de la hauteur manométrique totale	24

III.5.2.3. Puissance absorbée par la pompe	24
III.5.2.4. Energie consommée par la pompe	24
III.5.2.5. Dépense annuelle de l'énergie	24
III.6. Proposition des variantes	25
III.6.1. Choix de la variante du tracé d'adduction	28
III.6.1. 1. Première variante :	28
III.6.1.1.1. Réservoir (5000 m ³) vers le réservoir tampon projeté:	28
III.6.1. 1. 2. Du réservoir projeté R2 vers le réservoir du centre-ville R3	30
III.6.1. 2. La deuxième variante :	31
III.6.1. 2. 1. De station de pompage n°01 vers la station de pompage n°02 :	31
III.6.1. 2. 2. Station de reprise N°02 vers le réservoir projeté :	33
III.6.1. 2. 3. Du réservoir projeté R2 vers le réservoir du centre-ville R3	35
III.6.2. Comparaison entre les variantes retenues	36
CONCLUSION	36

CHAPITRE IV : ETUDE DE STOCKAGE

INTRODUCTION	37
IV.1. Le rôle des réservoirs	37
IV.2. Emplacement du réservoir :	37
IV.3. Classification des réservoirs	38
IV.4. Choix du réservoir	39
IV.5. Equipements du réservoir	39
IV.5.1. Généralités	39
IV.5.2. Equipements d'intervention	40
IV.5.3. Equipements de nettoyage	40
IV.5.4. Equipements hydrauliques	40
IV.5.5. Dispositifs d'alimentation	40
IV.5.6. Conduite de départ ou de distribution	42
IV.5.7. Trop plein et vidange	42
IV.5.8. Système de matérialisation de la réserve d'incendie	43
IV.5.9. Trappes d'accès et échelles	43
IV.5.10. Conduite by-pass	44
IV.5.11. Emplacement des réservoirs	44
IV.5.12. Hygiène et sécurité des réservoirs	45
IV.5.13. Traversée des conduites dans les parois du réservoir	45
IV.6. Capacité des réservoirs	46
IV.6.1. Méthode analytique	47
IV.6.2. Méthode graphique	47
IV.7. Dimensionnement du réservoir	48
IV.7.1. Réservoir de stockage :	48
IV.7.2.1. Détermination analytique du volume du réservoir tampon :	50
IV.7.2.2. Forme des réservoirs tampons:	50
IV.7.3. Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage (SP)	51
IV.7.3.1. Bache de la station de pompage (SP1) :	52
CONCLUSION	52

CHAPITRE V : ETUDE DE POMPAGE

INTRODUCTION	53
V.1. Définition	53
V.2. Type de pompe	53
V.2.1. Les pompes centrifuges	54
V.3. Disposition et installation d'une pompe centrifuge	54
V.4. Choix du type de la pompe	55
V.5. Choix du nombre de pompe	55
V.6. Choix de l'emplacement de la station de pompage	55
V.7. Point de fonctionnement des pompes	56
V.7.1. Courbe caractéristique résultante des conduites	56
V.7.2. Pertes de charge linéaires	56
V.7.3. Pertes de charge singulières	56
V.7.4. Pertes de charge totales	56
V.8. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	57
V.8.1. Débit disponible > Débit appelé	57
V.8.1.1. Mode de réglage par vannage	57
V.8.1.2. Mode de réglage par rognage	57
V.8.1.3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement	58
V.8.1.4. Diminution de temps de pompage	58

V.8.1.5. Changement du type de la pompe	59
V.8.2. Débit disponible < Débit appelé	59
V.9. Cavitation	59
V.9.1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible.....	60
V.9.2. Calage de la pompe	61
V.10. Choix du moteur électrique.....	61
V.11. Application à l'adduction	61
V.11.1. Pour la station SP1	61
V.11.1.1. Description de la pompe	62
V.11.1.2. Courbes caractéristiques de la pompe	64
V.11.1.3. Courbe caractéristique de la conduite.....	64
V.11.1.4. Dimensionnement des équipements des pompes.....	65
V.11.1.5. Calage de la pompe	66
V.11.1.6. Choix du moteur électrique.....	66
V.11.2. Pour la station SP2.....	67
V.11.2.1. Description de la pompe.....	67
V.11.2.2. Courbes caractéristiques de la pompe	69
V.11.2.3. Courbe caractéristique de la conduite.....	70
V.11.2.4. Dimensionnement des équipements des pompes	71
V.11.2.5. Calage de la pompe	72
V.11.2.6. Choix du moteur électrique.....	72
V.11.3. Equipements en amont	72
V.11.4. Equipements en aval.....	72
V.11.4.1. Hauteur du bâtiment.....	73
Conclusion :	74
V.11.4.2. Longueur du bâtiment.....	74
V.11.4.3. Largeur du bâtiment	74
V.11.4.4. Dimensions des portes	75
V.11.4.6. Dimensionnement des fenêtres	75
V.11.4.7. Dimensionnement des marches d'escalier.....	75
V.11.4.8. Dimensionnement du pont roulant.....	75
V.12. Equipements auxiliaire.....	76
V.12.1. Système de levage	76
V.12.2. Système de commande automatique et de contrôle	76
V.12.3. Système de ventilation.....	76
V.12.4. Système d'alimentation électrique.....	76
V.12.5. Système anti-incendie.....	77
V.12.6. Système de drainage	77
CONCLUSION	77

CHAPITRE VI : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

INTRODUCTION	78
VI.1. protection des conduites contre le coup de belier	78
VI.1.1. Définition	78
VI.1.2. Origines des coups de bélier.....	78
VI.1.3. Amplitude des coups de bélier	79
VI.1.4. Risques dus aux coups de bélier.....	79
VI.1.5. Description des phénomènes physiques	80
VI.1.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	81
VI.1.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	83
VI.1.7.1. Calcul des réservoirs d'air	85
VI.1.7.2. Dimensionnement des réservoirs d'air.....	85
CONCLUSION	87

CHAPITRE VII : GESTION DU PROJET

INTRODUCTION	88
VII.1.1. Différents travaux à entreprendre	88
VII.1.1.1. Travaux concernant l'adduction	88
VII.1.1.2. Travaux concernant les stations de pompage	89
VII.1.1.3. Travaux concernant la construction des réservoirs projetés	89
VII.1.1.4. Choix des engins de terrassement	90
VII.2. Pose de canalisation	90
VII.2.1. Les actions reçues par les conduites	90
VII.2.3. La mise en tranchée	91
VII.2.4. Epreuve des joints et canalisation principale	92
VII.2.5. Remblaiement des tranchées	92
VII.2.6. Le compactage	92
VII.3. Pièces spéciales	92
VII.3.1. Robinets vannes	92
VII.3.2. Clapets anti retour	93
VII.3.3. Ventouses	93
VII.3.4. By-pass	93
VII.3.5. Crépines	94
VII.3.6. Joints de raccordement	94
VII.3.7. Organes de mesure	94
VII.3.8. Organes de raccordement	94
VII.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction	95
VII.4.1. Déblais d'excavation	95
VII.4.1.1. La profondeur de la tranchée	95
VII.4.1.2. Largeur de la tranchée	95
VII.4.2. Lit de sable	95
VII.4.3. Remblais compacté	95
VII.4.4. Calcul du volume de terre à évacuer	95
VII.5. Calcul du volume des travaux de la station de pompage	96
VII.5.1. volumes a. Décapage	96
VII.6. Définitions des tâches et leurs durées	99
VII.7. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)	99
CONCLUSION	100
VII.8. Protection et sécurité du travail	100
VII.8.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	100
VII.8.1.1. Facteurs humains	100
VII.8.1.2. Facteurs matériels	101
VII.8.2. Les conditions dangereuses	101
VII.8.3. Les actions dangereuses	101
VII.8.4. Mesures préventives pour éviter les causes des accidents	101
VII.8.4.1. Les partenaires de la prévention	101
VII.8.4.2. Prévention technique	102
VII.8.4.3. Prévention médicale (Les missions du médecin du travail)	103
VII.8.4.4. Prévention pour les conducteurs d'engin	103
CONCLUSION	104

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.2 : précipitations moyennes (1996 – 2010)

Chapitre II : Estimation Des Besoins En Eau

Tableau II.1. Evolution de la population

Tableau II.2. Détermination des besoins domestique

Tableau II.3. Détermination des besoins d'équipement actuel

Tableau II.4. Détermination d'équipement proposé par le P.O.S

Tableau II.5. Débit Total à long terme

Tableau II.6. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Tableau II.7. Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville

Tableau II.8 : Répartition horaire du débit maximum journalier

Tableau II.9. Variation de débit horaire dans la ville de Saneg

Tableau II.10. Calcul des consommations maximale et minimale

Chapitre III : Etude de l'adduction

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

Tableau III.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie

Tableau III.3. Calcul HMT du tronçon (SP1- R2)

Tableau III.4. Frais d'investissement tronçon (SP1- R2)

Tableau III.5. Frais d'exploitation tronçon (SP1- R2)

Tableau III.6. Bilan de tronçon (SP1- R2)

Tableau III.7. Caractéristiques de tronçon (R2.R3)

Tableau III.8. Calcul HMT du tronçon (SP1- SP2)

Tableau III.9. Frais d'investissement (SP2- SP2)

Tableau III.10. Frais d'exploitation (SP2- SP2)

Tableau III.11. Bilan de tronçon (SP2- SP2)

Tableau III.12. Calcul HMT du tronçon (SP2- R2)

Tableau III.13. Frais d'investissement (SP2- R2)

Tableau III.14. Frais d'exploitation (SP2- R2)

Tableau III.15. Bilan de tronçon (SP2- R2)

Tableau III.16. Caractéristiques de tronçon (R2 – R3)

Tableau III.17 : Comparaison entre les variantes retenues

Chapitre IV : Les réservoirs

Tableau IV.1. Evaluation du volume résiduel du réservoir de Saneg

Tableau IV.2. Dimensions du réservoir tampon

Tableau IV.3. Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise pour une forme rectangulaire

Chapitre V : Etude du Pompage

Tableau V.1: Variation de R en fonction de Ns

Tableau V.2: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

Tableau V.3.Caractéristiques des pompes

Tableau V.4 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP1

Tableau V.5.Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Tableau V.6.Caractéristiques des pompes

Tableau V.7 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP2

Tableau V.8.Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

Tableau V.11.Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Chapitre VI : Protection des conduites

Tableau VI.1. Les caractéristiques

Tableau VI.2. Calcul de célérité d'onde

Tableau VI.3. Calcul de surpression et dépression

Tableau VI.4. Calcul du temps de retour de l'onde de déformation

Tableau VI.5. Calcul de surpression et dépression

Tableau VI.6. Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de Refoulement

Tableau VI.7. Caractéristiques du sol et de matériau

Tableau VI.8. Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de Refoulement

Tableau VI.9. Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII.1 : Calcul des volumes pour l'adduction

Tableau VII.2. Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Tableau VII.3. les travaux de la station de pompage

Tableau VII.4. Devis des différents travaux de la station de pompage

Tableau VII.5. Devis des différents travaux de réservoir

Tableau VII.6: temps de réalisation des opérations de l'adduction

Tableau VII.7 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1. Situation Administratif de la commune de Saneg

Figure I.2. Image Satellitaire de la commune de Saneg

Figure I.3. Image Satellitaire du relief de la zone d'étude

Figure I.4. Carte de zonage sismique du territoire national –RPA99

Figure I.5. Réservoir existant 100 m³

Figure I.6. Réservoir existant 250 m³

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Figure II.1: Évolution de la population

Figure II.2 : Répartition des débits horaires de la ville Saneg

Figure II.3: Courbe intégrale de la consommation horaire de la ville de Saneg

Chapitre III : Etude de l'adduction

Figure III.1. Schémas de la variante N°01

Figure III.2. Schémas de la variante N°02

Figure III.3: Bilan total du tronçon R1- R2

Figure III.4 : Bilan total du tronçon (SP1- SP2)

Figure III.5 : Bilan total du tronçon (SP2- R2)

Chapitre IV : Les réservoirs

Figure IV.01: réservoir semi-enterré circulaire.

Figure IV.02: Réservoir surélevé.

Figure IV.03: Equipements hydrauliques des réservoirs

Figure IV.04 : Arrivée par surverse (Chute libre)

Figure IV.05: Arrivée par sur verse (Noyée)

Figure IV.06 : Arrivée par-dessous (Par le fond)

- Figure IV.07 :** Arrivée par dessous (Par le bas)
- Figure IV.8.** Conduite de départ
- Figure IV.09:** Conduite de vidange et de trop plein
- Figure IV.10:** Système de matérialisation d'incendie d'évent
- Figure IV.11:** Trappes d'accès.
- Figure IV.12 :** conduite by-pass
- Figure IV.13:** Emplacements de réservoir.
- Figure IV.14:** Traversée par des manchons à bout lisse.
- Figure IV.15:** Traversée des conduites (Gaine en fonte).
- Figure IV.16:** Graphique de la méthode graphique.

Chapitre V : Etude du pompage

- Figure V.1 :** Schéma et dimensions de la pompe PM 80
- Figure V.2.** Point de fonctionnement de pompe
- Figure V.3 :** Schéma de la pompe PM 100 / 5A
- Figure V.4 :** Schéma et dimensions de la pompe PM 100 / 5A
- Figure V.5.** Les courbes caractéristiques de la pompe
- Figure V.6.** point de fonctionnement de pompe

Chapitre VI : Protection des conduites

- Figure VI.1 :** Schéma des quatre phases du coup de bélier
- Figure VI.2 :** Variation du volume d'air du réservoir anti-bélier en cours des phases de fonctionnement
- Figure VI.3 :** Cheminée d'équilibre
- Figure VI.4 :** Soupape de décharge

Chapitre VII : Organisation de chantier

- Figure VII.1 :** Profondeur de tranchée
- Figure VII.2 :** Robinet vanne à opercule
- Figure VII.3 :** Robinets vanne papillon
- Figure VII.4 :** Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction
- Figure VII.5:** Pourcentage des différentes natures d'accident

LISTE DES PLANCHES

Planche N° 1. Plan Topographique.

Planche N° 2. Profil en long de l'adduction.

Planche N° 3. Plan de réservoir tampon.

Planche N° 4. Plan de la station de pompage

Nomenclature

A : Frais d'amortissement (DA).

a : Célérité d'onde (m/s).

ADE : Algérienne des eaux

APC : Assemblé populaire communal

C : Capacité de portée du pont roulant (kg).

DRE : Direction des ressources hydrique

dot : Dotation journalière (l/j/hab.).

D : Diamètre (m).

E : Energie consommée pendant une année (Kwh).

H : Hauteur utile optimale d'eau (m).

H_p : Hauteur de la pompe (m).

H_s : Hauteur du socle (m).

H_r : Hauteur de réserve (m).

H₀ : Pression minimal (m).

H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m).

i : Taux d'annuités

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximum journalier .

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimum journalier .

n : Durée de l'amortissement de la conduite,

N : Nombre de consommateurs (hab).

N_m : Vitesse de rotation du moteur (tr/mn). N_p

: Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn). P_{moy} :

Précipitations moyennes annuelles(mm). P :

Puissance de pompage (Kw).

P_m : Puissance du moteur(watt)

Q_{perte} : Débit des pertes.

Q_{dom} : Débit domestique.

Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière (m³/j).

Q_{max,j} : Débit de consommation maximum journalier(m³/j).

$Q_{\min,j}$: Débit de consommation minimum journalier (m^3/j).

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

Q_{app} : Débit demandé ou débit appelé.

Re : Nombre de Reynolds.

S_f : Surface d'une seule fenêtre (m^2).

$SP1$: Station de pompage n° 1.

$SP2$: Station de reprise

$SP3$: Station de reprise

S : Section du réservoir (m^2).

T_{moy} : Températures moyennes mensuelles(c°).

t : Temps de pompage par jour (h).

T_f : Temps de fonctionnement de la pompe

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

U_0 : Volume d'air comprimé (m^3).

V_{moy} : Vitesses du vent moyennes (Km/h)

V_t : Volume total du réservoir (m^3).

V_{inc} : Volume d'incendie (m^3).

V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).

η_p : Rendement de la pompe

ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m).

ΔH_s : Pertes de charge singulières (m).

ΔH_t : Perte de charge totale(m).

∇_{\min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m NGA).

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour.

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

Introduction générale

Introduction générale

La situation alarmante de pénurie d'eau douce dans laquelle se trouvent certains pays notamment dans les régions arides et semi-arides du globe, qui ne disposent pas de ressources suffisantes en eau pour assurer la survie de populations de plus en plus nombreuses, nécessite une action urgente et immédiate dans ce domaine. A ce propos, l'Algérie fait partie des régions les plus vulnérables du monde.

Très affecter par les changements climatiques qui se produisent à travers l'ensemble du globe, L'Algérie, en particulier la partie Ouest du pays subit une sécheresse sévère qui dure depuis plusieurs années, ce malheur qui menace toutes les Wilayas du pays n'a pas épargné non plus la Wilaya de Médéa.

Dans la commune de Saneg à la wilaya de Médéa, la population augmente rapidement et les besoins en eau alimentaires, industrielles et agricoles sont de plus en plus élevés avec le temps. Certes, la mobilisation de la ressource en eau n'a jamais cessé de progresser, mais cette croissance est insuffisante et inférieure à celle de la demande, entraînant un écart entre le volume demandé et le volume offert par les services de l'eau.

Donc, en raison de la balance déficitaire qui caractérise la commune de Saneg, les services d'hydraulique ont vu nécessiter de rechercher de nouvelles ressources et veillant à la protection des ressources existantes.

Dans ce mémoire de fin d'étude nous allons accéder à l'étude de l'adduction en eau potable du réservoir de Ksar Elboukhari vers la commune de Saneg. Afin de combler le déficit qu'a connu cette région depuis longtemps.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

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

I.1.Situation géographique de la zone d'étude

La commune de **SANEG** dépend administrativement de la wilaya de Médéa .Daïra de **Ksar El Boukhari**. Elle situe aux confins orientaux du territoire de la wilaya, ou elle occupe une superficie totale de 76,32 km².

La commune de **SANEG** est délimitée :

- ✓ Au Nord et l'Est par la commune M'FATHA ;
- ✓ A l'Ouest par la commune KSAR EL BOUKHARI ;
- ✓ Au Sud par la commune de BOUGHEZOUL.

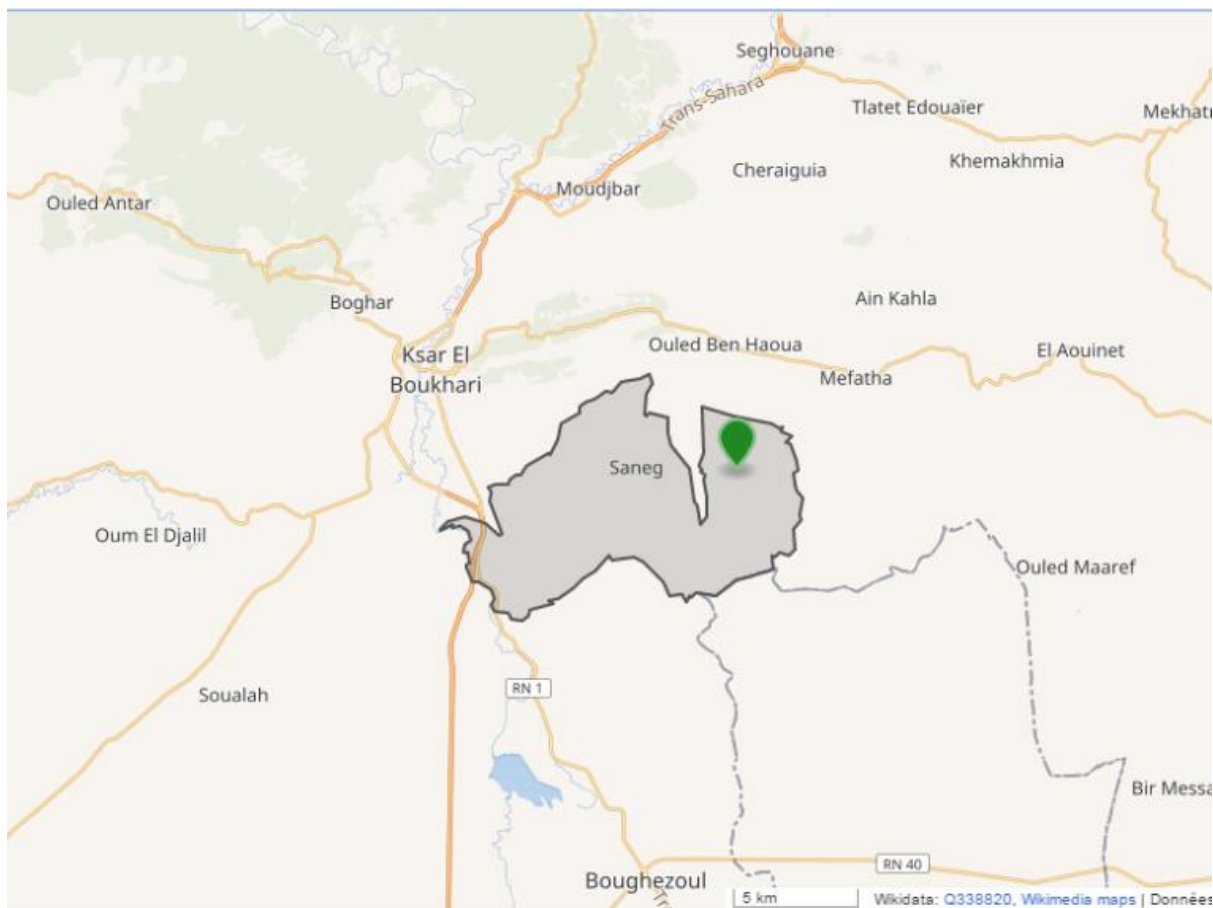


Figure I.1. Situation Administratif de la commune de Saneg

I.2.Situation topographique :

La commune de Saneg est caractérisée par un relief généralement plat. L'altitude atteint 740 m. Elle est située à une Latitude de 35° 51' 00" Nord et une Longitude de 2° 53' 00" Est.



Figure I.2.Image Satellitaire de la commune de Saneg



Figure I.3.Image Satellitaire du relief de la zone d'étude

I.3. Situation climatologique

I.3.1. Climatologie :

Le climat caractérisant l'aire de l'étude est semi-aride avec deux saisons dominantes :

- Saison humide et froide allant du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril. Hiver froid avec gelée tardive et des chutes de neige.
- Saison sèche et chaude du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre. L'Eté peut connaître des orages courts et intenses.

I.3.2. Températures :

La température pendant la période hivernale (Décembre, Janvier et février), est stagnante. Elle oscille entre (4.4 et 8.8°C). Elle constitue la période la plus froide de l'année avec des chiffres de 14 parfois en Décembre. Dès le mois de Mars, la température amorce une courbe ascendante avec des amplitudes de plus en plus marquées au fur et à mesure que l'on se rapproche de la période estivale (Juin, juillet et Aout) qui constitue la période la plus chaude de l'année surtout pendant le mois de juillet et Aout où la température se maintient à son plus haut niveau (20 et 38°C) avec des pics de 40.8°C.

I.3.3. Pluviométrie :

La pluviométrie moyenne annuelle est de 300 à 400 mm

Tableau I-2 : précipitations moyennes (1996 – 2010) :

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Précipitation (mm)	42	43	40.5	42.5	33	15	4.5	9.5	22	31	39	44

Source : ANRH

I.3.4. Vents :

Les vents dominant dans la région proviennent du Nord-Ouest. Les vents chargent de **SANEG** et soufflent surtout en hiver et faiblement en Automne et au Printemps. L'été est surtout dominé par les vents du sud, secs et chauds

I.4. Géologie :

La zone d'étude est représentée par les sols suivants :

- Sols minéraux sont représentés par des régosols: affluement de roches marneux ou marno-calcairier.
- Sols à caractères vertiques évoluant des collusions marneuses en bas de pente
- Sols à accumulations calcaires peu répondus.

I.5.Sismicité:

D'après le document technique réglementaire, (DTR B.C.2.48) des Règles Parasismiques Algériennes (RPA de 1999/version 2003), La région de **SANEG** est classée dans la zone **II**. Qui est considéré comme secteur à moyenne sismicité.

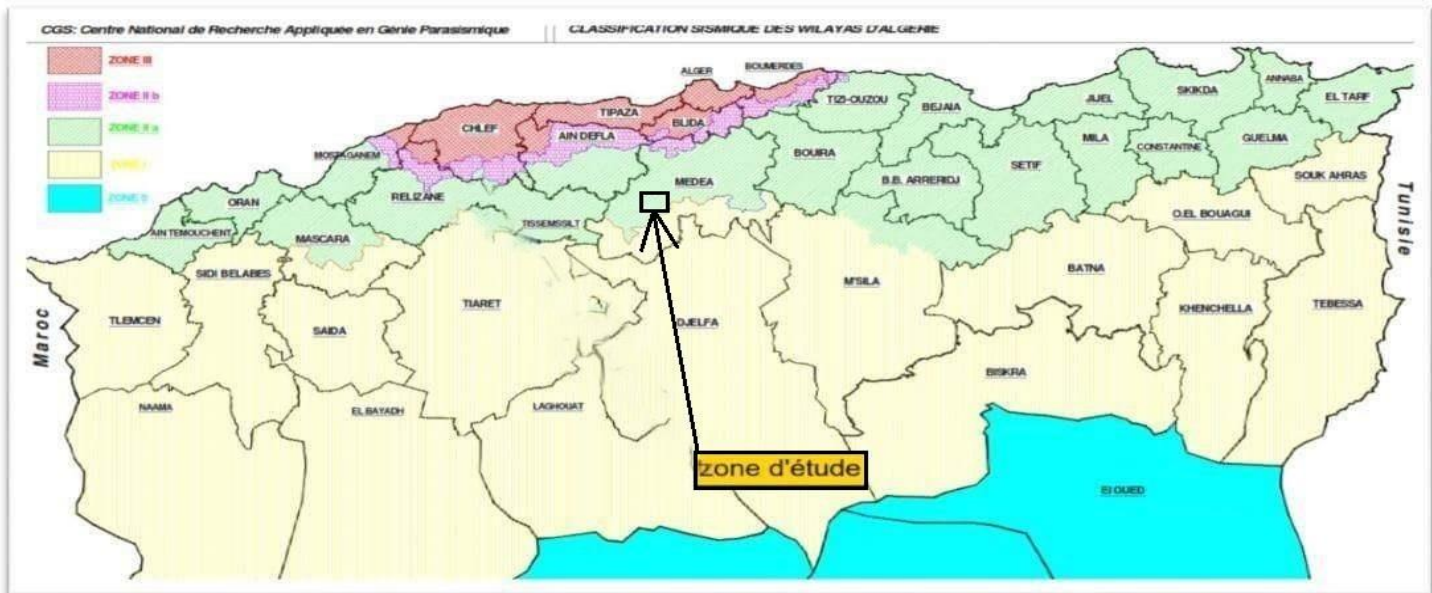


Figure I.4. Carte de zonage sismique du territoire national - RPA99

I.6.Situation démographique : Population :

D'après le recensement de 2008, la population du chef-lieu de commune SANEG est à 1800 Habitants avec un taux d'accroissement de 2.00% (source DPAT).

I.7. Situation hydraulique :

I.7.1. Sources souterraines :

Le centre de Saneg est alimenté actuellement en eau potable à partir de deux forages :

- Forage F1 donne un débit de l'ordre de 5 l/s.
- Forage F2 donne un débit de l'ordre de 5 l/s.

I.7.2. Ouvrages de stockages :

Deux réservoirs de capacité totale de 350 m³.

A/ Réservoir principal 100 m³ (Centre de ville) : Ce Réservoir alimente le **chef-lieu** de **SANEG** et la Fraction **Ben Haoua**. il est réalisé pendant les années quatre vingt



Figure I.5. Réservoir existant 100 m³

B/ Réservoir de capacité 250 m³ : ce Réservoir alimente le **chef-lieu** de la ville de **SANEG** et aussi c'est un ouvrage de stockage programmé pour alimenter la fraction **JOUAARANE** à l'aide d'une station de pompage.



Figure I.6. Réservoir existant 250 m³

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons représenté la ville, connaître la topographie, le climat la géologie, et la situation démographique et hydraulique de la zone De Saneg. Ces différentes informations représentent les données de base pour l'élaboration de notre travail qui est le dimensionnement de l'adduction du centre urbaine Saneg

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

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 et cela à différents horizons.

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.).

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

II.1. Evolution de la population

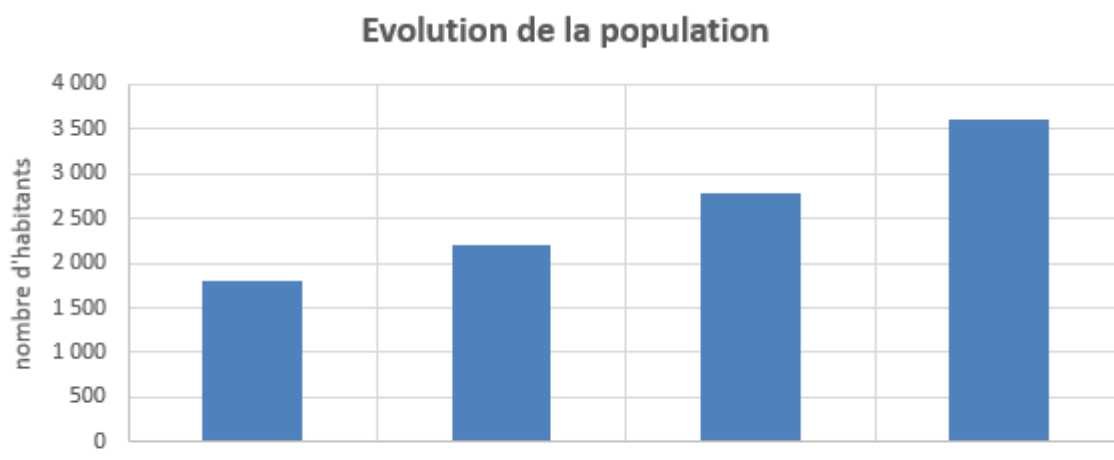
Le nombre de la population est estimé sur la base des statistiques relatives à la population correspondante au résultat du recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de 2008 selon la relation des croissances continus donnée par la relation suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \dots \text{(II-1)}$$

- P_n : population à l'horizon de calcul (2043) ;
- P_0 : population de l'année de référence (2008) ;
- τ : taux d'accroissement naturel de la population; $\tau = 2.00 \%$
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul. $n = 34$ ans

Tableau II.1. Evolution de la population :

Années	2008	2018	2030	2043
Evolution de la population [Hab]	1800	2195	2784	3601

**Figure II.1 :** Évolution de la population.

II.2. Catégories des besoins en eau potable :

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

➤ Besoins domestique :

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

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

➤ Besoins publics :

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

➤ Besoins industriels :

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

➤ Besoins sanitaires :

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

➤ Besoins d'incendie :

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

II.3. Estimation des besoins

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

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

En tenant compte du mode de vie d'une ville urbain et avec ces activités, la norme de dotation actuelle recommandée par les services des ressources en eaux de la daïra de Ksar El Boukhari est de **200 l/j/hab.**

II.3.2. Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier est donné par :

$$Q_{\text{moyj}} = (Q_i * N_i) / 1000 \quad (\text{II-2})$$

$Q_{\text{moy,j}}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j]

N_i : Nombre de consommateurs de chaque catégorie [hab]

Q_i : Norme moyenne journalière de consommation [l/j /hab]

II.4. Calcul des besoins en eau

II.4.1. Agglomération

II.4.1.1. Besoins domestiques

Le tableau II.2 détermine les besoins domestiques

Tableau II.2. Détermination des besoins domestique.

Année	N ^{bre} d'habitants [hab]	Dotation moyenne [l/j/hab]	Consommation moyenne Journalière [m ³ /j]
2018	2195	200	439
2043	3601	200	720.2

II.4.1.2. équipement existant

Tableau II.3. Détermination des besoins d'équipement actuel.

Nature de consommateurs	Nombre de consommateurs	Dotation [l/j/hab]	Q _{moyj} [m ³ /j]
(03) Ecoles fondamentales.	300	15.00	4.50
CEM	400	15.00	6.00
01 Mosquée	200	20.00	4.00
Brigade de gendarmerie	12	15.00	0.18
Centre de santé	40	15.00	0.60
Siège APC.	30	10.00	0.30
Siège PTT.	12	10.00	0.12
Hangars communale	20	10.00	0.20
Stade.	40	100	4
02 stades combinés	80	100	8
Bibliothèque.	50	10.00	0.50
Salle polyvalente	50	100	5.00
Maison jeunes	50	10.00	0.50
Hammam	50	20.00	1.00
Jardin	30	100	3
Total :			37,78

II.4.1.3. Equipement proposé par le P.O.S

Tableau II.4. Détermination d'équipement proposé par le P.O.S.

Nature de consommateurs	Nombre de consommateurs	Dotation [l/j/hab]	Q _{moyj} [m ³ /j]
01 Mosquée	200	20.00	4.00
Salle de Soins	50	15.00	0.75
Gendarmerie	20	15.00	0.30
Total :			05,05

Tableau II.5. Débit Total à long terme.

Total à moyen et long terme	763.05 m ³ /j
-----------------------------	--------------------------

II.4.2. Fuites et gaspillage :

Les pertes en eau sont inévitables dans les réseaux d'alimentation en eau potable. Elles ont diverses causes et sont exprimées en fonction du coefficient des pertes K_f, qui est le rapport entre le volume annuel facturé et le volume annuel produit elles atteignent des chiffres de 10 à 20 % du volume distribué et même 40 % dans le cas d'un réseau ancien et mal entretenu.

On estime les fuites et le gaspillage par 15 % du débit totale :

$$Q_{\text{fuites}} = 763.05 \times 15 \% = 114.46 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.5. Consommation en eau totale moyenne

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

Tableau II.6. Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Désignation	Consommation moyenne Journalière (m ³ /j)
Domestique	720.2
Equipement existant	37.78
Equipement proposé par le P.O.S	5.05
Fuite et gaspillage	114.46
Total	877.51

II.6. Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi lesquelles nous avons :

- Variation annuelle et saisonnière qui dépend du niveau de vie de l'agglomération.
- Variation mensuelle qui dépend de l'importance de la ville.
- Variation journalière qui dépend du jour de la semaine où la consommation est la plus importante.
- Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

II.7. Détermination des consommations maximales et minimales journalières

En fonction des jours, des semaines et des mois, on observe des variations de la consommation, Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\max j}$ et $K_{\min j}$

$K_{\max j}$: consommation maximale journalière.

$K_{\min j}$: consommation minimale journalière.

$$K_{\max j} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

$$K_{\min j} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}}$$

II.7.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$) :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{\max,j}$. Ainsi nous pouvons écrire :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.3})$$

Où :

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

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

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{\max,j}$ (1,1-1,3)

On prend : $K_{\max,j} = 1,3$.

II.7.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum et noté $K_{\min,j}$. Ainsi nous pouvons écrire : [4]

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{moy},j} \quad (\text{II.4})$$

Où :

$Q_{\min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/j);

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

$K_{\min,j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum , $K_{\min,j}$ (0,7-0,9)

On prend : $K_{\min,j} = 0,8$.

Consommation moyenne horaire (horizon 2043)

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\max,j}/24 \quad (\text{II.5})$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans les tableaux suivants :

Le tableau II.7 représente la variation des besoins en eau journalière de la ville.

Tableau II.7. Les besoins en eau maximale et minimale journalière de la ville

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$ (m^3/j)	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}$ (m^3/j)
Domestique	720.2	1,3	936,26	0,9	648,18
Equipement existant	37.78	1,3	49,11	0,9	34,002
Equipement proposé par le P.O.S	5.05	1,3	6,57	0,9	4,545
Fuite et gaspillage	114.46	1,3	148,80	0,9	103,01
Total	877.51		1 140,74		789,74

Tableau II.8 : Répartition horaire du débit maximum journalier (annexe I)

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
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	5.6	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	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

Le tableau II.9 récapitule les variations des débits horaires pour la ville de Saneg

Tableau II.9. Variation de débit horaire dans la ville de Saneg

Heures	Consommation ($Q_{\max,j} = 1140,74 \text{ m}^3/j$)		Consommation Cumulée	
	%	m^3/h	%	Q_c
0—1	1	11,41	1	11,41
1—2	1	11,41	2	22,81
2—3	1	11,41	3	34,22
3—4	1	11,41	4	45,63
4—5	2	22,81	6	68,44
5—6	3	34,22	9	102,67
6—7	5	57,04	14	159,70
7—8	6,5	74,15	20,5	233,85
8—9	6,5	74,15	27	308,00
9—10	5,5	62,74	32,5	370,74
10—11	4,5	51,33	37	422,07
11—12	5,5	62,74	42,5	484,81
12—13	7	79,85	49,5	564,67
13—14	7	79,85	56,5	644,52
14—15	5,5	62,74	62	707,26
15—16	4,5	51,33	66,5	758,59
16—17	5	57,04	71,5	815,63
17—18	6,5	74,15	78	889,78
18—19	6,5	74,15	84,5	963,93
19—20	5	57,04	89,5	1020,96
20—21	4,5	51,33	94	1072,30
21—22	3	34,22	97	1106,52
22—23	2	22,81	99	1129,33
23—24	1	11,41	100	1140,74
Total	100	1140,74		

Le débit max horaire est : $Q_{\max,h} = 79.85 \text{ m}^3/h$

Figure II.2 : Répartition des débits horaires de la ville de Saneg.

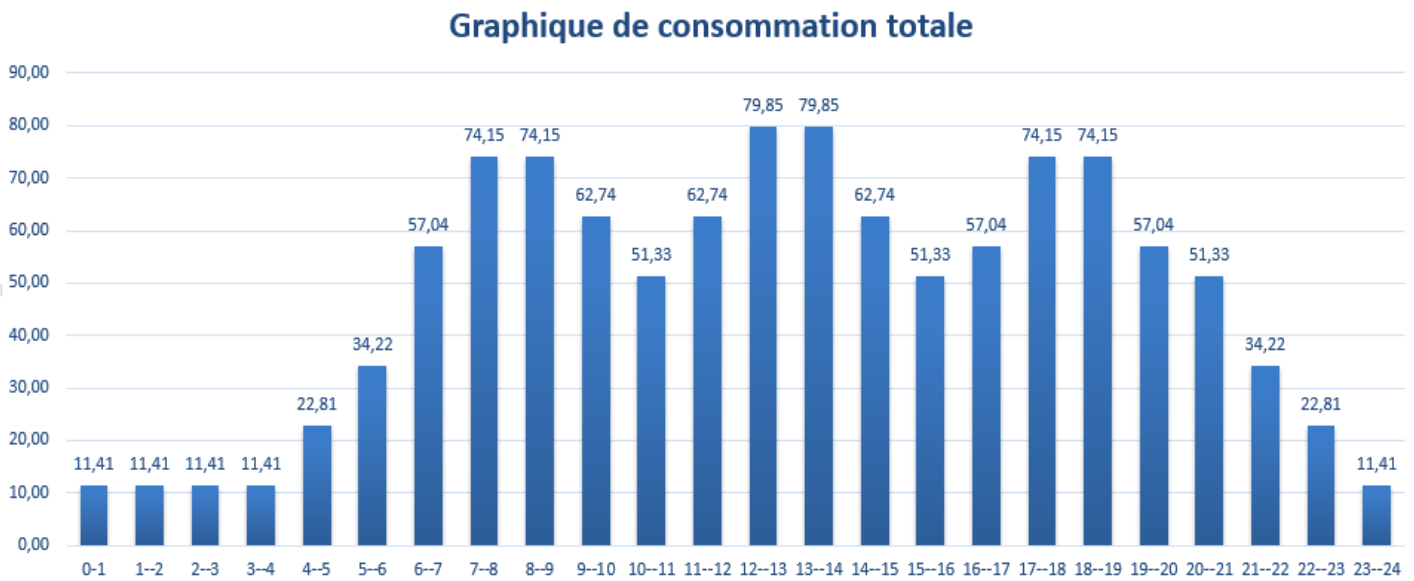
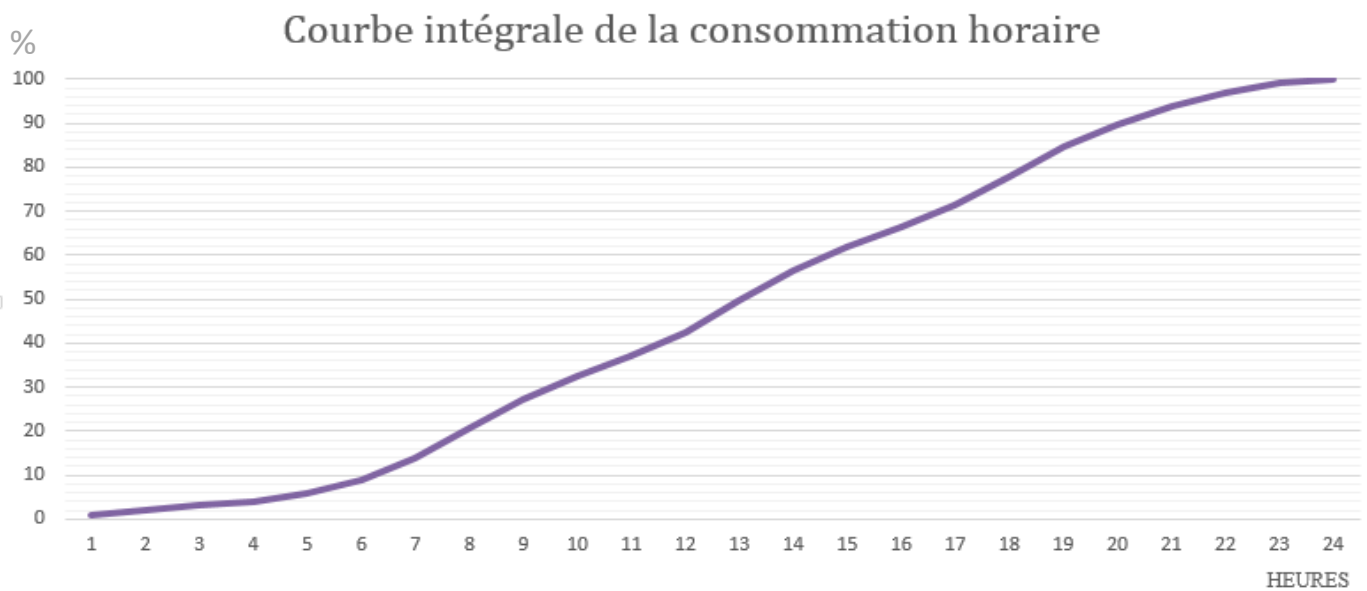


Figure II.3 : Courbe intégrale de la consommation horaire de la ville Saneg.



II.8. Récapitulation des débits horaire :**Tableau N° II.12.** Calcul des consommations maximale et minimale

La ville	$Q_{\text{moy, h}}$ [m ³ /h]	$K_{\text{min, h}}$	$Q_{\text{min, h}}$ [m ³ /h]	$K_{\text{max, h}}$	$Q_{\text{max, h}}$ [m ³ /h]
Saneg	47.53	0.24	11.41	1.68	79.85

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer tous les débits journaliers (maximum et minimum) et tracer les courbes de consommation horaires afin de connaître tous les débits horaires (moyen, maximum et minimum).

Chapitre III

Etude d'adduction

Introduction

Les deux points de production et de consommation sont éloignés l'un de l'autre. Pour cela, on utilise des moyens du transport de l'eau, ce transport se fait par pompage, gravitaire ou mixte.

III.1. Types d'adduction

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

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

III.1.1. Adduction gravitaire

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

III.1.2. Adduction par refoulement

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

III.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.

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

On peut avoir deux types d'écoulement :

III.2.1. Ecoulement à surface libre :

C'est un écoulement rencontré dans les adductions gravitaires seulement. Il peut être à ciel ouvert ou dans des canaux couverts. Ce type d'écoulement est fonction de la pente. la forme du canal peut être trapézoïdale, circulaire et ovoïdale.

III.2.2. Ecoulement en charge :

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

III.3.Choix du tracé

Le choix du tracé de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter :

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

- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

III.4.Choix des matériaux de canalisation

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, acier, PEHD.....etc.

Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, mais aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

III.4.1.Fonte

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte.

Néanmoins elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite

III.4.2.Acier

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

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

III.4.3. PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre)

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

Ce matériau est surtout utilisé pour l'assainissement. En effet le PRV ne disposant que d'avis techniques dans le domaine de l'assainissement, les entreprises sont réticentes à l'idée de l'utiliser pour l'adduction. De plus le problème des tuyaux PRV reste actuellement la tenue à la pression au niveau des éléments de jonction. Si les tuyaux peuvent supporter jusqu'à 32 bars, les coudes et manchons sont moins au point et les procédés de verrouillage sont très onéreux.

L'avantage de ces matériaux réside dans sa légèreté et sa résistance aux agressions chimiques. Par contre sa rigidité est trop faible pour pouvoir reprendre les contraintes liées au remblai. La

pose et le remblaiement jouent un rôle prépondérant dans la pérennité de l'ouvrage. Un support insuffisant causé par un matériau trop faible ou un compactage inefficace peut engendrer des résultats qui se révèlent très mauvais sur le moyen terme.

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

III.4.4.PVC (Polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène)

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le PVC, écrasement pour le PEHD).

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

Conclusion

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

- Ils sont disponibles sur le marché.
- Peuvent supporter des pressions importantes.
- Économique sur le transport.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

III.5. Calcul hydraulique

III.5.1. 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 : $\Delta H_{\tau} = k' L_{eq} Q^{\beta} / D_{av}^m$

Avec :

ΔH_{τ} : perte de charge totale (m)

K' : coefficient de perte de charge

L_{eq} : longueur équivalente de la conduite

$$L_{eq} = L_g + L_{ep}$$

L_g : longueur géométrique

L_{ep} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j (m)

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

Tableau III.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

Pour notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$

III.5.2. Cas refoulement

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

- Formule de BRESSE : $Dec = 1.5 \sqrt{Q}$;

- Formule de BONNIN : $Dec = \sqrt{Q}$;

Dec : diamètre économique de la conduite (m);

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

- Formule de MUNIER : $Dec = \sqrt{Q} (1 + 0.02n)$

Avec

n : nombre d'heures de pompage.

Q : débit en m³/s.

- Formule de VIBERT (en 1948, pour les conduites en fonte)

$$D_{ec} = 1,35 \times (e/f)^{0,154} \times Q^{0,46} \text{ (pompage de 10h/24h)}$$

$$D_{ec} = 1,547 (e/f)^{0,154} Q^{0,46} \text{ (pompage continue)}$$

Avec : Q : représente le débit refoulé en m³/s ;

e: prix du kWh d'énergie ;

f : prix de 1kg de fonte en DA ;

Remarque :

Les formules de Bresse, Bonnin et Munier donnent un calcul direct et rapide du diamètre d'une canalisation dans une installation de petite ou moyenne importance.

La formule de BRESS n'est valable que pour les petits projets (longueur ≤ 1 Km). Puisque ces deux formules (BRESSE, BONNIN) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, et nous donne un diamètre calculé et lorsque on normalise ce dernier on perd la vitesse économique.

Donc nous allons utiliser pour le calcul des diamètres économiques la méthode de détermination du diamètre économique suivante :

- Méthode de détermination du diamètre économique :

Cette méthode a pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculés. Pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer une courbe d'optimisation.

A. 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 :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i$$

A: Frais d'amortissement (DA);

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

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

A.N :

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 = 0,088 = 8,88 \%$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D1, D2, Dn).

B. Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans la canalisation. Connaissant la hauteur géométrique (H_g), on peut déterminer la hauteur manométrique totale (H_{mt}).

III.5.2.1 Calcul des pertes de charge

Les pertes de charges présentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet du frottement entre les particules de l'eau et les parois de la canalisation, elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires
- Les pertes de charge singulières

III.5.2.1.1. pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent de:

- Diamètre D de la conduite en (m);
- Débit Q en (m³/s);
- La rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- La longueur du tronçon L en (m).

Elles sont déterminées à partir de la formule de DARCY –WEISBECH suivante :

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L v^2}{2g}$$

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes:

Formule de Nikuradzé :

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \times \ln \frac{K_s}{D} \right)^{-2} ;$$

Formule Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \text{Lg} \left(\frac{K}{3,7 \times D} + \frac{2,52}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right) ;$$

R: nombre de Reynolds, est calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \dots\dots\dots(III.10)$$

ν : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS.

$$0,0178$$

$$\nu = \frac{0,0178}{(1 + 0,0337 * t + 0,000221 * t^2)} \dots\dots\dots(III.11)$$

t: température de l'eau en degré;

A t= 20°C: $\nu=0.01$ Stocks = 10^{-6} m²/s

Avec : L a rugosité de la conduite, pour notre cas est égale à 0,0001 m

III.5.2.1.2. pertes de charge singulières

On appelle pertes de charge singulières, celles occasionnées par des singularités dans une Conduite (coudes, vannes, clapets, etc.). Ces pertes sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l$$

III.5.2.1.3. pertes de charge totales

Les pertes de charge totales (ΔH_t) à considérer, représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, alors:

Donc :
$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.10 \Delta H_L = 1.10 \Delta H_L \dots \dots \dots (III.13)$$

III.5.2.2. Calcul de la hauteur manométrique totale

$$HMT = Hg + \Delta H_a + \Delta H_r$$

- Hg: la hauteur géométrique (m)
- ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m)
- ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m)

III.5.2.3. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie à la pompe en (Kw), définie comme suit:

$$P_{abs} = \frac{\rho \times g \times H_{MT} \times Q}{\eta \times 1000} \dots \dots \dots (III.15)$$

- η : rendement de la pompe en (%) (n=82%).
- Q : débit refoulé par la pompe en (m³/s).
- g : la force de la pesanteur (9.81 m/s²).
- H_{MT} : la hauteur manométrique totale de la pompe en (mce).
- ρ : la masse volumique de l'eau (1000 kg/m³).

III.5.2.4. Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365 \dots \dots \dots (III.16)$$

- L'énergie consommée en KWh
- t: c'est le nombre d'heures de pompage par jour ; dans notre cas t =20h.
- P: puissance de la pompe en (kW)

III.5.2.5. Dépense annuelle de l'énergie

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

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \dots \dots \dots (III.17)$$

- E: énergie consommée par la pompe en (KW H)
- e: prix unitaire d'un KWh

Tableau III.2 : Variation journalière des tarifs de l'énergie

Période	Horaire	Nombre d'heure	Prix du KWh (DA)
Heures pleines	06 h à 17 h	11	1,615
Heures de pointes	17 h à 21 h	1	7,267
Heures creuses	21 h à 06 h	8	0,853

(Source Sonelgaz)

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de pompage ; nous avons opté pour un Fonctionnement de cette dernière de 20/24 heures.

Le temps optimal pour le fonctionnement de la station de pompage est de 20/24 h pour minimiser le volume de stockage

Remarque :

Et Compte tenu de la variation journalière des tarifs du KWh, les heures de pompage seront pendant la période définit entre 21 h à 17 h pour éviter les heures de pointes

Le prix moyen du KWh pendant les 18 heures de pompage sera égal à :

$$e = \frac{1,615 \times 11 + 7,267 \times 1 + 0,853 \times 8}{20} = 1,59 \Rightarrow e = 1,59 \text{ DA/kwh}$$

III.6.Proposition des variantes

- **Variante N°1**

On projette une Conduite d'adduction qui refoule l'eau à partir de la station de pompage projetée (au niveau du Réservoir de Ksar El Boukhari de capacité total de 5000m³ une cote de radier de 604.55m) vers le Réservoir tampon projeté puis gravitaire vers le réservoir existant du centre-ville R250m³ et la Longueur totale de la conduite : 8198,88 ml

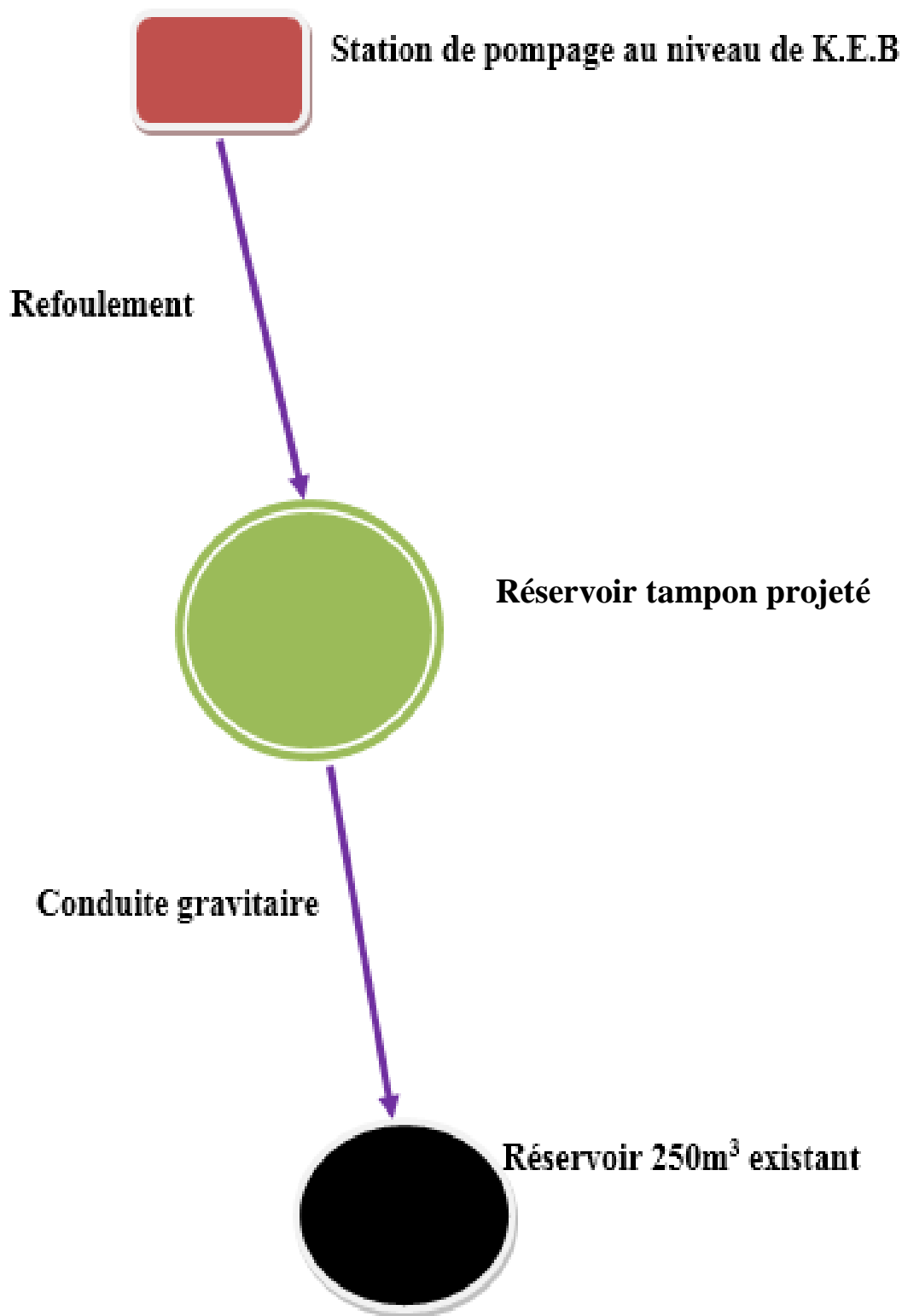


Figure III.1. Schéma de la variante N°01

• Variante N°2

La variante N°02, consiste propose trois étapes :

- L'eau potable est refoulé à partir du Réservoir 5000 m³ (cote radier = 604.55 m NGA) vers la Station de reprise N°02 (cote = 662 m) une adduction par refoulement avec une longueur de 4842 m
- De la Station de reprise N°02 vers le réservoir tampon projeté a (cote trop plein =764.48 m NGA) l'aide d'une adduction par refoulement sur une longueur de 3156 m.
- Du réservoir 500 m³ vers le réservoir du centre-ville de Saneg (cote = 728.27 m NGA) à l'aide d'une adduction gravitaire sur une longueur de 636.5 m

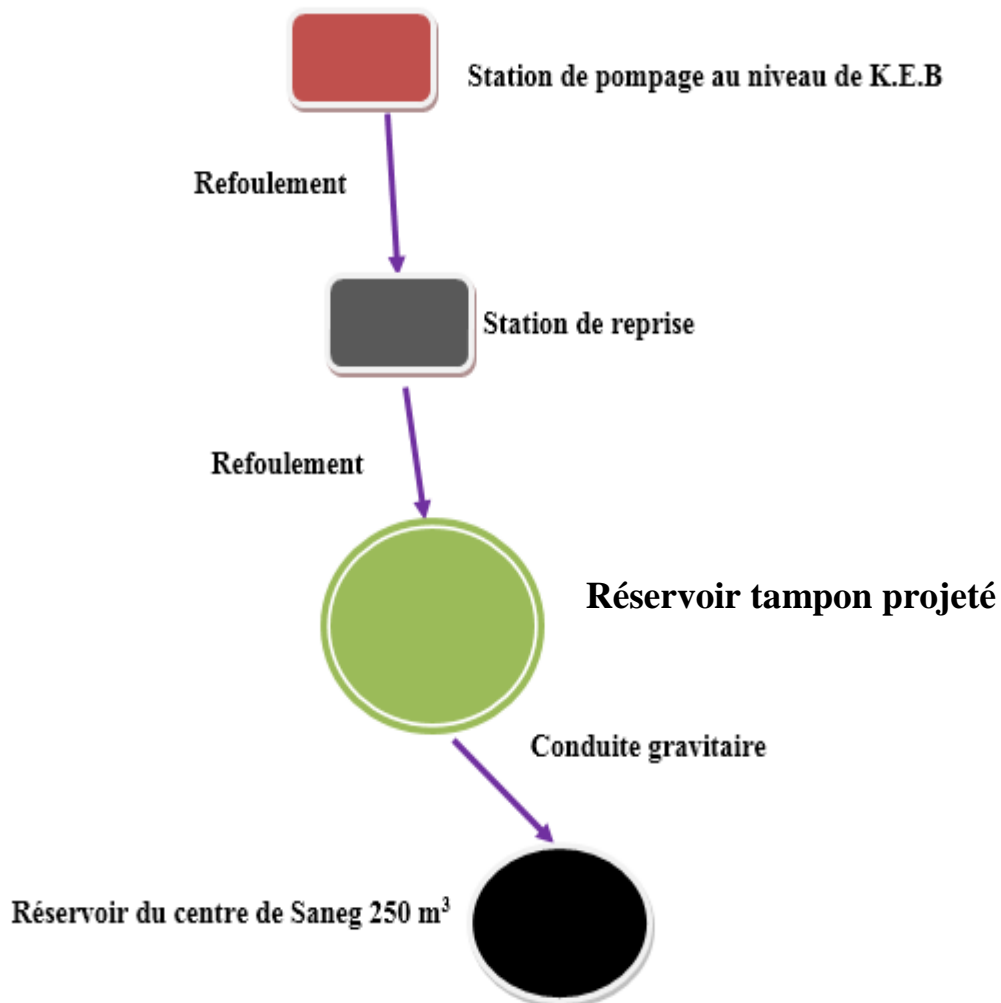


Figure III.2. Schéma de la variante N°02

III.6.1. Choix de la variante du tracé d'adduction

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

III.6.1. 1. Première variante :**III.6.1.1.1. Réservoir (5000 m³) vers le réservoir tampon projeté:**

Ce tronçon relie le réservoir (5000 m³) et ça station de pompage qui est situé à une cote de 604.55m NGA et la station de reprise située à une cote de 779.53 m NGA

le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$Dec = \sqrt{Q} = \sqrt{0.015842} = 0.126 \text{ m}$$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après : Gamme du produit PE 100 PN 20.

Tableau III.3. Calcul HMT du tronçon (R1- R2)

Dextérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Dintérieur (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	Λ	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
110	12,3	85,4	2,77	236316,17	0,02073	7998	159,93	833,6	993,5
125	14	97	2,14	208055,68	0,02009	7998	159,93	427,4	587,3
160	17,9	124,2	1,31	162491,15	0,01894	7998	159,93	117,0	276,9
200	22,4	155,2	0,84	130034,8	0,01798	7998	159,93	36,5	196,4
250	27,9	194,2	0,54	103920,71	0,01708	7998	159,93	11,3	171,2
315	35,2	244,6	0,34	82507,773	0,01623	7998	159,93	3,4	163,3
400	44,7	310,6	0,21	64975,535	0,01541	7998	159,93	1,0	160,9

Tableau III.4. Frais d'investissement tronçon (R1- R2)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'ammortissement
110	993,5	156,97	1145902,9	1821985,611
125	587,3	92,79	677391,82	1077052,994
160	276,9	43,75	319376,46	507808,5714
200	196,4	31,03	226527,76	360179,1384
250	171,2	27,05	197462,08	313964,7072
315	163,3	25,80	188350,22	299476,8498
400	160,9	25,42	185582,06	295075,4754

Tableau III.5. Frais d'exploitation tronçon (R1- R2)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation
110	768,1	121,36	885926,54	1408623,199
125	484,3	76,52	558591,62	888160,6758
160	256,4	40,51	295731,76	470213,4984
200	192,5	30,42	222029,5	353026,905
250	170,9	27,00	197116,06	313414,5354
315	163,5	25,83	188580,9	299843,631
400	161,1	25,45	185812,74	295442,2566

Tableau III.6. Bilan de tronçon (R1- R2)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Bilan
110	691792,13	1408623,199	2100415,329
125	889447,02	888160,6758	1777607,696
160	1446474,4	470213,4984	1916687,898
200	2264046,9	353026,905	2617073,805
250	2975334,7	313414,5354	3288749,235
315	5597227,2	299843,631	5897070,831
400	9020250,61	295442,2566	9315692,867

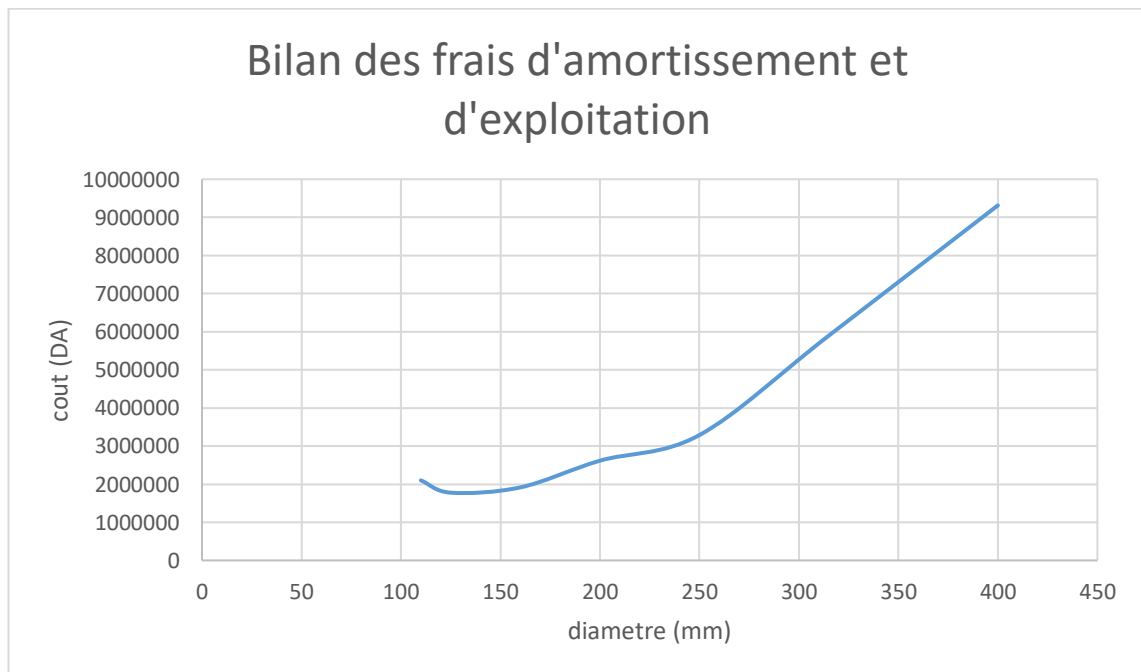


Figure III.3: Bilan total du tronçon (R1- R2)

On prend le diamètre 160 mm avec la vitesse 1.31 m/s

III.6.1. 1. 2. Du réservoir projeté R2 vers le réservoir du centre-ville R3

Ce tronçon relie le réservoir tampon qui est situé à une cote de radier 761.48 m NGA et le réservoir du centre de Saneg (250m³) station de reprise située à une cote de trop plein 728.27 m NGA

Le dimensionnement de ce tronçon sera fait par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible Hd.

Telle que $H_d = 761.48 - 728.27 = 33.21\text{m}$

par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où $\Delta H = H_d$

$$Q_{\text{pompe}} = \frac{Q_{\text{moy.j}} \cdot 24}{t} = 0.0158424 \text{ m}^3/\text{s}$$

On suppose que le régime est turbulent rugueux et on donne une valeur initiale à $\lambda = 0.020$

En appliquant la formule DARCY – WEISBECH

$$\Delta H = 8\lambda Q^2 / g\pi^2 D^5$$

$$\Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{8\lambda Q^2}{g\pi^2 \Delta H}} = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0.020 \cdot 636.5 \cdot 0.0158424 \cdot 0.0158424}{9.81 \cdot 3.14 \cdot 3.14 \cdot 33.21}}$$

$$\Rightarrow D = 0.095\text{m}$$

$$\lambda = \left[1.14 - 0.86 \times \ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right) \right]^{-2} = 0.0202$$

$$\text{Alors } D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0.0202 \cdot 636.5 \cdot 0.0158424 \cdot 0.0158424}{9.81 \cdot 3.14 \cdot 3.14 \cdot 33.21}} = 0.096 \text{ m}$$

Après 2 itérations la valeur de λ se stabilise: $\lambda = 0,0201$ et le $D_{\text{int}} = 100 \text{ mm}$

Donc le diamètre de normalisé est de 102.2 mm avec PN16.

Tableau III.7. Caractéristiques de tronçon (R2.R3)

Gamme de produit	D _{extérieur} (mm)	D _{intérieur} (mm)	Débit (m ³ /s)	λ	L (m)	Δh (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN16	125	102.2	0.0158424	0,0201	636.5	33.21	1,93

Interprétation

Dans les deux variantes la partie gravitaire et la même alors pour la première variante on a un refoulement avec une hauteur géométrique de 159.93m on a pris le diamètre 160 mm Sur une longueur de 7998m avec des vitesses acceptables et un bilan de **1916687,898 DA**.

III.6.1. 2. La deuxième variante :

III.6.1. 2. 1. De station de pompage n°01 vers la station de pompage n°02 :

Ce tronçon relie le réservoir (5000m³) avec ça station de pompage dont la cote 604.55m NGA avec la deuxième station de pompage SP2 (cote = 662 m NGA) . la longueur du tronçon est 4848m

Avec la formule de BONIN $Dec = \sqrt{Q}$

$$Dec = \sqrt{0.0158424} = 0.126m$$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau III.20

Gamme de produit PE 100 PN 16.

Tableau III.8. Calcul HMT du tronçon (SP1- SP2)

D _{extérieur} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{intérieur} (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	Λ	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
110	10	90	2,49	224237,79	0,02047	4848	57,45	383,7	441,1
125	11,4	102,2	1,93	197469,68	0,01984	4848	57,45	197,0	254,4
160	14,6	130,8	1,18	154292,06	0,01871	4848	57,45	54,1	111,5
200	18,2	163,6	0,75	123358,2	0,01776	4848	57,45	16,8	74,2
250	22,7	204,6	0,48	98638,325	0,01688	4848	57,45	5,2	62,7
315	28,6	257,8	0,30	78283,17	0,01604	4848	57,45	1,6	59,0
400	36,3	327,4	0,19	61641,421	0,01524	4848	57,45	0,4	57,9

Tableau III.9. Frais d'investissement tronçon (SP1- SP2)

D _{extérieur} (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'ammortissement
110	974,05	4848	8,88	419330,8627
125	1 252,35	4848	8,88	539139,6806
160	2 036,65	4848	8,88	876782,713
200	3 187,80	4848	8,88	1372355,551
250	4 189,30	4848	8,88	1803503,704
315	7 880,95	4848	8,88	3392767,889
400	12 700,60	4848	8,88	5467638,781

Tableau III.10. Frais d'exploitation du tronçon (SP1- SP2)

D _{extérieur} (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation
110	441,1	69,69	508764,74	808935,9366
125	254,4	40,20	293424,96	466545,6864
160	111,5	17,62	128604,1	204480,519
200	74,2	11,72	85582,28	136075,8252
250	62,7	9,91	72318,18	114985,9062
315	59	9,32	68050,6	108200,454
400	57,9	9,15	66781,86	106183,1574

Tableau III.11. Bilan du tronçon (SP1- SP2)

D _{extérieur} (mm)	Frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Bilan
110	419330,8627	808935,9366	1228266,799
125	539139,6806	466545,6864	1005685,367
160	876782,713	204480,519	1081263,232
200	1372355,551	136075,8252	1508431,376
250	1803503,704	114985,9062	1918489,61
315	3392767,889	108200,454	3500968,343
400	5467638,781	106183,1574	5573821,938

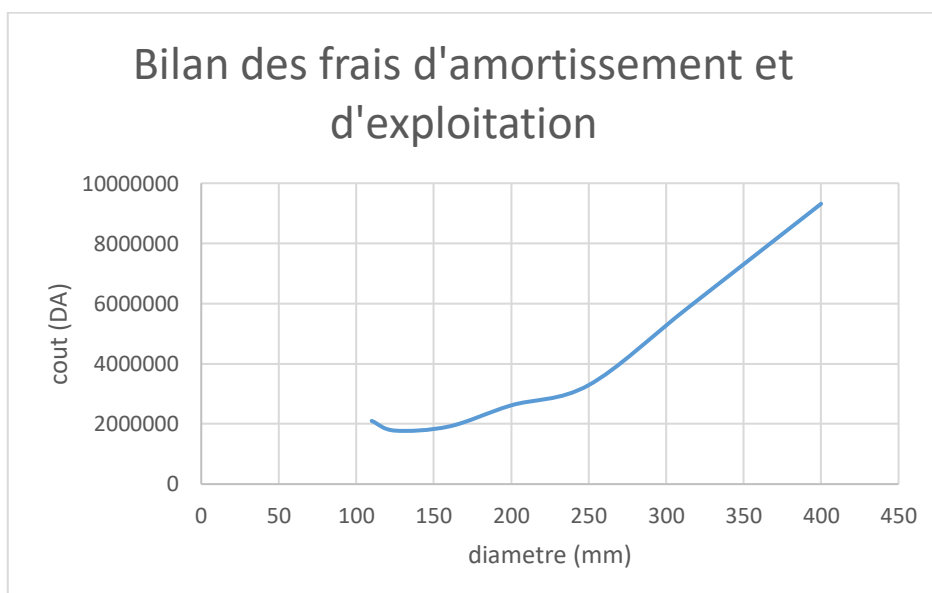


Figure III.4: Bilan total du tronçon SP1- SP2

Nous allons prendre un diamètre de 160 mm offrant une vitesse de 1,18 m/s

III.6.1. 2. 2. Station de reprise N°02 vers le réservoir projeté :

Ce tronçon relie la station de reprise N°02 (de cote 662m NGA) et le réservoir projeté (500m² . cote trop plein 764.48m NGA) . la longueur de la conduite est 3156m

le diamètre calculé donné par la formule de BONIN :

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0158424} = 0.126\text{m}$$

Le coefficient de frottement interne a été calculé par approximations successives pour chaque diamètre. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-après :

Gamme de produit PE 100 PN 16

Tableau III.12. Calcul HMT du tronçon (SP2- R2)

Dextérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Dintérieur (mm)	Vitesse (m/s)	Nbr de Reynolds	Λ	longueur (m)	Hg (m)	Δ HT (m)	HMT (m)
110	10	90	2,49	224237,79	0,02047	3156	102.48	249,8	352,3
125	11,4	102,2	1,93	197469,68	0,01984	3156	102.48	128,2	230,7
160	14,6	130,8	1,18	154292,06	0,01871	3156	102.48	35,2	137,7
200	18,2	163,6	0,75	123358,2	0,01776	3156	102.48	10,9	113,4
250	22,7	204,6	0,48	98638,325	0,01688	3156	102.48	3,4	105,9
315	28,6	257,8	0,30	78283,17	0,01604	3156	102.48	1,0	103,5
400	36,3	327,4	0,19	61641,421	0,01524	3156	102.48	0,3	102,8

Tableau III.9. Frais d'investissement (SP2- R2)

Dextérieur (mm)	Prix de mL (DA)	longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement(D.A)
(mm)	974,05	3156	8,88	272980,2398
125	1 252,35	3156	8,88	350974,5941
160	2 036,65	3156	8,88	570776,8651
200	3 187,80	3156	8,88	893389,8758
250	4 189,30	3156	8,88	1174063,055
315	7 880,95	3156	8,88	2208658,304
400	12 700,60	3156	8,88	3559378,712

Tableau III.9. Frais d'exploitation (SP2- R2)

Dextérieur (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Frais d'exploitation
110	307,2	48,54	354324,48	563375,9232
125	185,7	29,34	214186,38	340556,3442
160	92,7	14,65	106920,18	170003,0862
200	68,4	10,81	78892,56	125439,1704
250	60,8	9,61	70126,72	111501,4848
315	58,5	9,24	67473,9	107283,501
400	57,7	9,12	66551,18	105816,3762

Tableau III.9. Bilan du tronçon (SP2- R2)

Dextérieur (mm)	Frais d'ammortissement	Frais d'exploitation	Bilan
110	272980,2398	563375,9232	836356,163
125	350974,5941	340556,3442	691530,9383
160	570776,8651	170003,0862	740779,9513
200	893389,8758	125439,1704	1018829,046
250	1174063,055	111501,4848	1285564,54
315	2208658,304	107283,501	2315941,805
400	3559378,712	105816,3762	3665195,088



Figure III.5: Bilan total du tronçon (SP2- R2)

III.6.1. 2. 3. Du réservoir projeté R2 vers le réservoir du centre-ville R3

Ce tronçon relie le réservoir (500 m³) qui est situé à une cote de radier 761.48 m NGA et le réservoir du centre de Saneg (250m³) station de reprise située à une cote de trop plein 728.27 m NGA

Le dimensionnement de ce tronçon sera fait par le biais de la détermination du diamètre le plus avantageux

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible Hd.

Telle que $H_d = 761.48 - 728.27 = 33.21\text{m}$

par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où $\Delta H = H_d$

$$Q_{\text{pompe}} = \frac{Q_{\text{moy.j}} \cdot 24}{t} = 0.0158424 \text{ m}^3/\text{s}$$

On suppose que le régime est turbulent rugueux et on donne une valeur initiale à $\lambda = 0.020$

En appliquant la formule DARCY – WEISBECH

$$\Delta H = \frac{8\lambda L Q^2}{g\pi^2 D^5}$$

$$\Rightarrow D = \sqrt[5]{\frac{8\lambda L Q^2}{g\pi^2 \Delta H}} = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0.020 \cdot 636.5 \cdot 0.0158424 \cdot 0.0158424}{9.81 \cdot 3.14 \cdot 3.14 \cdot 33.21}}$$

$$\Rightarrow D = 0.095\text{m}$$

$$\lambda = \left[1.14 - 0.86 \times \ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right) \right]^{-2} = 0.0202$$

$$\text{Alors } D = \sqrt[5]{\frac{8 \cdot 0.0202 \cdot 636.5 \cdot 0.0158424 \cdot 0.0158424}{9.81 \cdot 3.14 \cdot 3.14 \cdot 33.21}} = 0.096 \text{ m}$$

Après 2 itérations la valeur de λ se stabilise: $\lambda = 0,0201$ et le $D_{\text{int}} = 100 \text{ mm}$

Donc le diamètre de normalisé est de 102.2 mm avec PN16.

Tableau III.3. caractéristiques de tronçon (R2.R3)

Gamme de produit	D _{exterieur} (mm)	D _{interieur} (mm)	Débit (m ³ /s)	λ	L (m)	Δh (m)	Vitesse (m/s)
PE100 PN16	125	102.2	0.0158424	0,0201	636.5	33.21	1,93

Interprétation

La variante retenue est donc la deuxième qui comprend deux tronçons refoulement R-sp1 sur une distance de 4848 m (diamètre 160 mm) et le deuxième tronçon en refoulement à l'aide de la deuxième station de pompage vers le réservoir projeté place à la cote 761.48 m

Sur une distance de 3156 m (diamètre 160 mm) et le tronçon gravitaire R2-R3 sur une distance de 636.5 m (diamètre 125 mm) le bilan totale des deux parties de refoulement est **1822043,1833 DA**

III.6.2. Comparaison entre les variantes retenues

Tableau IV.36 : Comparaison entre les variantes retenues :

Variante	Bilan (DA)
Variante 01 / partie refoulement	1916687.90
Variante 02 / partie refoulement	1822043.18

Conclusion

L'étude faite dans ce chapitre a permis de choisir la variante d'adduction la plus avantageuse du point de vue économique et technique, ainsi que le calcul des diamètres adéquats pour chaque tronçon. Dans le cadre de ce projet de fin d'études.

Chapitre IV : Etude De stockage

Introduction

Dans ce chapitre nous allons déterminer le volume et les dimensions des différents réservoirs (bâche, station de reprise et réservoirs tampons et réservoir du centre-ville).

IV.1. Le rôle des réservoirs

Les réservoirs sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter convenablement une agglomération en eau potable.

Les principales fonctions des réservoirs sont :

1. La régulation du débit entre le régime de l'adduction (déterminé par le pompage et le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la consommation).

2. La régulation de pression en tout point du réseau : le réservoir permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, la pression fournie par les stations de pompage peut varier au moment de la mise en marche et de l'arrêt des pompes.

3. La sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle.

Comme ils offrent d'autres avantages à savoir :

- Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas.
- Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation.
- Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des variations journalières au moment de la pointe.

Régularité des pressions dans le réseau

IV.2. Emplacement du réservoir :

Il faut, évidemment que l'emplacement choisi pour édifier le réservoir soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer, c'est-à-dire donner aux abonnés une pression suffisante au moment de la pointe.

En conséquence, on doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport au réservoir tampon.
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau soit à proximité du centre important de consommation.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés avec une pression suffisante.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau.

IV.3. Classification des réservoirs

Types de réservoirs

Les réservoirs, pour accomplir convenablement les fonctions auxquelles ils sont conçus, peuvent occuper les différentes dispositions suivantes :

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Sur sol.
- Sur tour ou surélevé (château d'eau).

De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir

- Conditions topographiques de la région à desservir.
- Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer.
- Type de décideur : maître d'ouvrage, maître d'œuvre ou exploitation.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont

- Les facteurs économiques.
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation.
- Les possibilités d'adaptation au réseau.
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

Selon leur capacité, les réservoirs peuvent prendre la forme

- **Rectangulaire ou carrée** : En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit s'adapter à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain). Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.
- **Circulaire** : Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

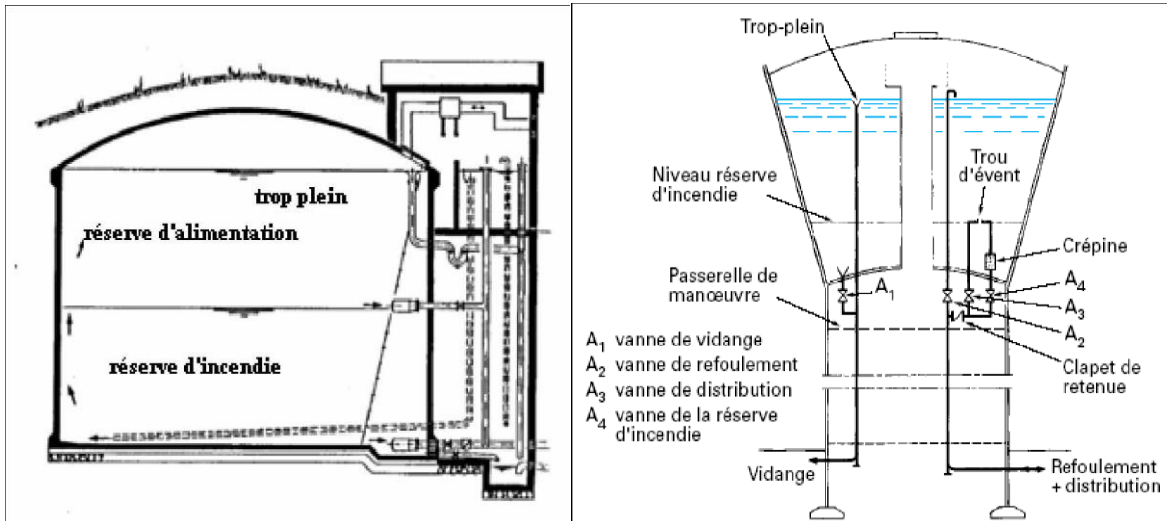


Figure IV.01: réservoir semi-enterré circulaire.

Figure IV.02: Réservoir surélevé.

IV.4. Choix du réservoir

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

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

IV.5. Equipements du réservoir

IV.5.1. Généralités

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas, par ailleurs, de vue qu' il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour son nettoyage et plusieurs fois pendant la vie de l'ouvrage, pour des opérations d'entretien (génie civil, équipements hydrauliques...). Les principaux équipements sont généralement regroupés dans une chambre d'accès facile et convenablement dimensionnée. Même pour les petits ouvrages les équipements disposés sous bouche à clé ou dans des regards d'accès difficile. Pour les équipements lourds, les chambres doivent être équipées par des rails, poutres ou des crochets pour facilité la manipulation de ces équipements.

IV.5.2. Equipements d'intervention

Les accès aux cuves pour surveillance, entretien ou réparation, doivent être possibles. On prévoit généralement une trappe d'accès pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel ou/ et des matériaux.

Tous les accès (portes, trappes, échelles, ...) aux cuves et chambres de vannes doivent être protégés contre les intrusions des personnes étrangères au service.

IV.5.3. Equipements de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel
- Equipements spéciaux pour le nettoyage
- Pompe d'alimentation en eau

IV.5.4. Equipements hydrauliques

Un réservoir unique ou compartimenté ^[06], doit être équipé par :

- Une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- Une conduite de départ ou de distribution ;
- Une conduite de vidange ;
- Une conduite de trop-plein ;
- Une conduite by-pass ;
- Un système de matérialisation d'incendie.

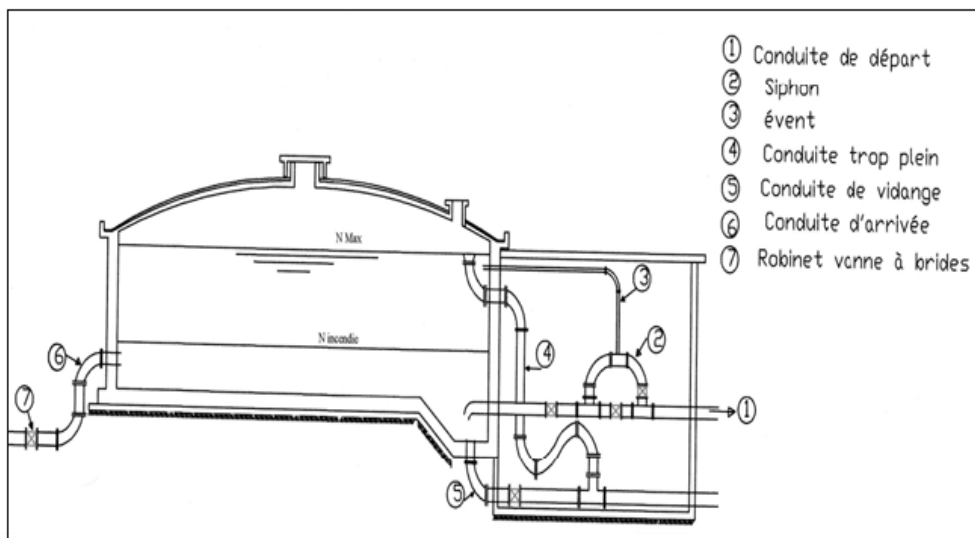


Figure IV.03: Equipements hydrauliques des réservoirs.

IV.5.5. Dispositifs d'alimentation

Il existe 4 méthodes pour l'alimentation d'un réservoir à savoir :

- Arrivée par surverse.
- Arrivée par surverse noyée.
- Arrivée par le bas.
- Arrivée par le fond.

Par surverse : soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère

- a. facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

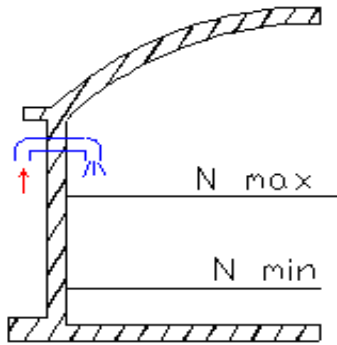


Figure IV.04: Arrivée par surverse
(Chute libre)

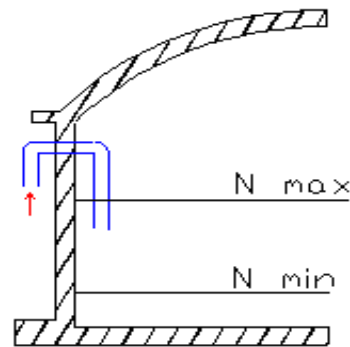


Figure IV.05: Arrivée par surverse
(Noyée)

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

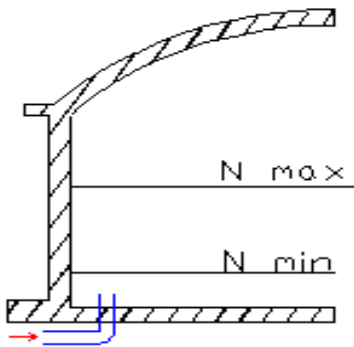


Figure IV.06: Arrivée par dessous
(Par le fond)

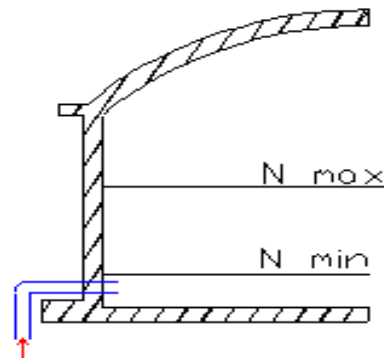


Figure IV.07: Arrivée par dessous
(Par le bas)

Remarque

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

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

IV.5.6. Conduite de départ ou de distribution

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

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

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

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

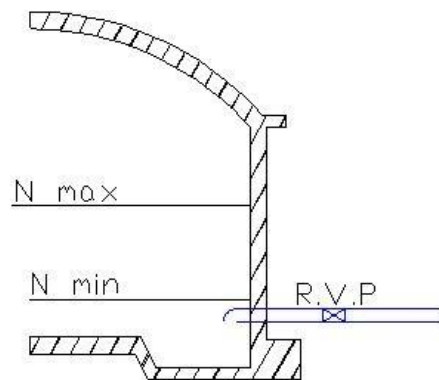


Figure IV.8. Conduite de départ

IV.5.7. Trop plein et vidange

Ils peuvent se faire de la façon suivante

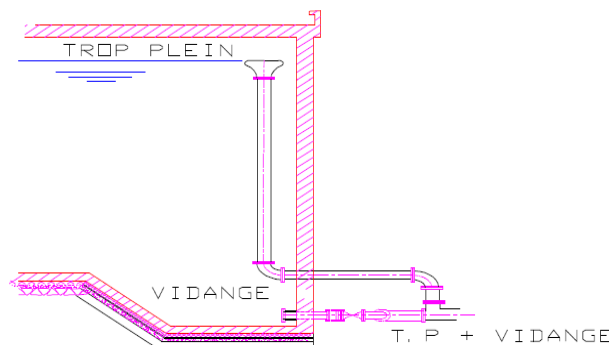


Figure IV.09: Emplacement de la conduite de trop-plein et de vidange.

La conduite a le rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. L'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

La conduite de vidange permet la vidange des réservoirs d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-pleine. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

On a intérêt à n'effectuer pas cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

IV.5.8. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela un système en siphon présente dans la figure III.10.

C'est une disposition spéciale de la lientérie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint. C'est une seule prise et comporte un siphon à évent avec une réserve d'incendie commandée à distance.

Son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.
- Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

Comme le montre la figure suivante :

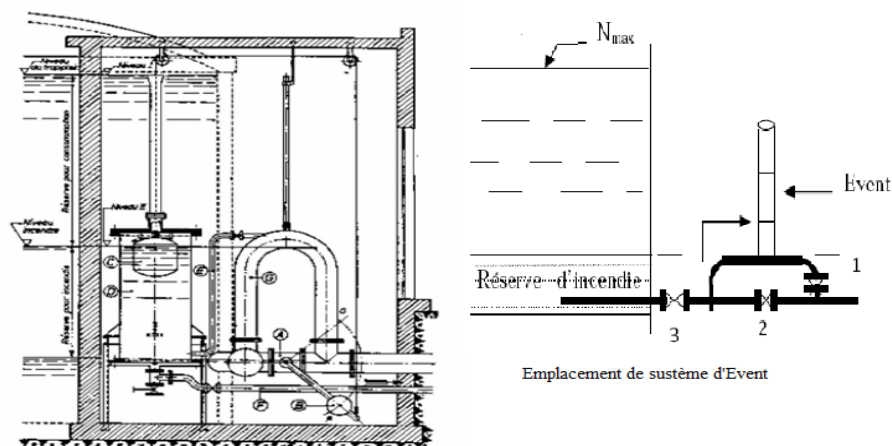


Figure IV.10: Système de matérialisation d'incendie d'évent.

IV.5.9. Trappes d'accès et échelles

La trappe d'accès est représentée comme suit :

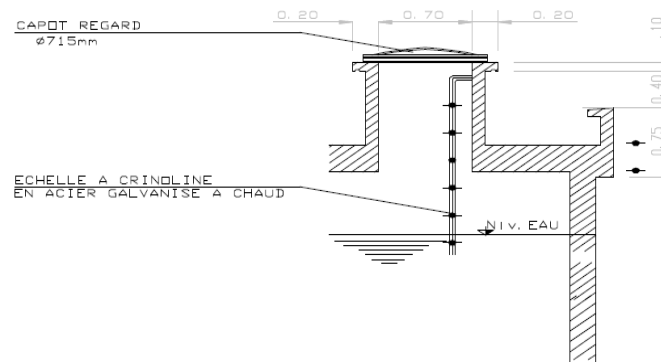


Figure IV.11: Trappes d'accès.

IV.5.10. Conduite by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution, et sert à alimenter le réseau directement sans stocker l'eau lors de l'isolement de réservoir. Comme montre la figure suivante :

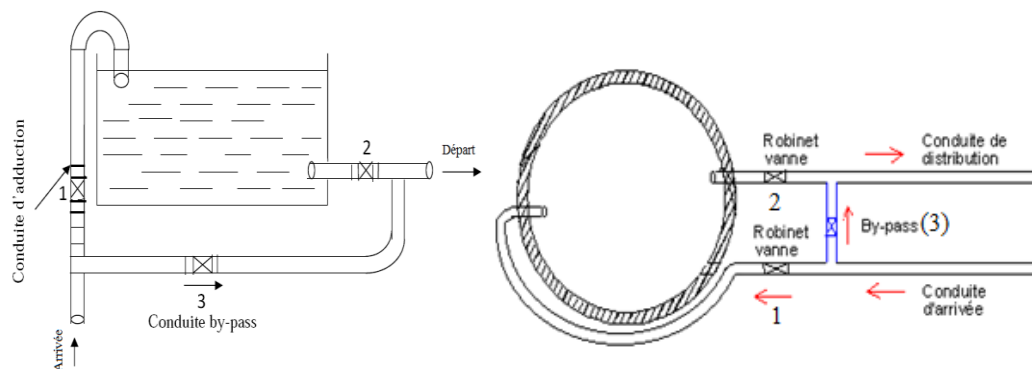


Figure IV.12: Conduite by-pass.

Le fonctionnement de la conduite de By-pass sera come suite :

- Les vannes 1 et 2 sont fermées.
- La vanne 3 ouverte.

Dans ce cas, l'eau arrive au réservoir se dirige directement vers l'agglomération. Cette conduite est utilisée pour séparer le réservoir dans le cas d'entretien ou réparation.

IV.5.11 Emplacement des réservoirs

Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.

Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

La figure suivante illustre les différents emplacements :

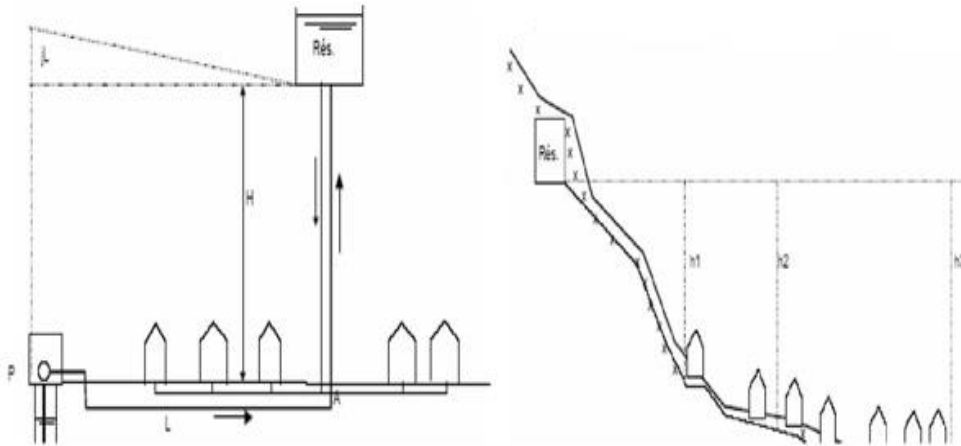


Figure IV.13: Emplacements de réservoir.

IV.5.12. Hygiène et sécurité des réservoirs

L'hygiène des réservoirs est assurée comme suit :

- Le matériau de construction de la cuve doit être résistant aux variations de la température.
- L'accès à la cuve doit être facile pour assurer son nettoyage, qui doit être régulier, au moins une fois par ans, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés pour éviter toute contamination de l'eau
- Ils doivent être munis d'un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

IV.5.13. Traversée des conduites dans les parois du réservoir

La traversée des conduites dans les parois de réservoirs doit se faire tout en assurant l'étanchéité des parois et cela peut se faire par deux méthodes

- **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".

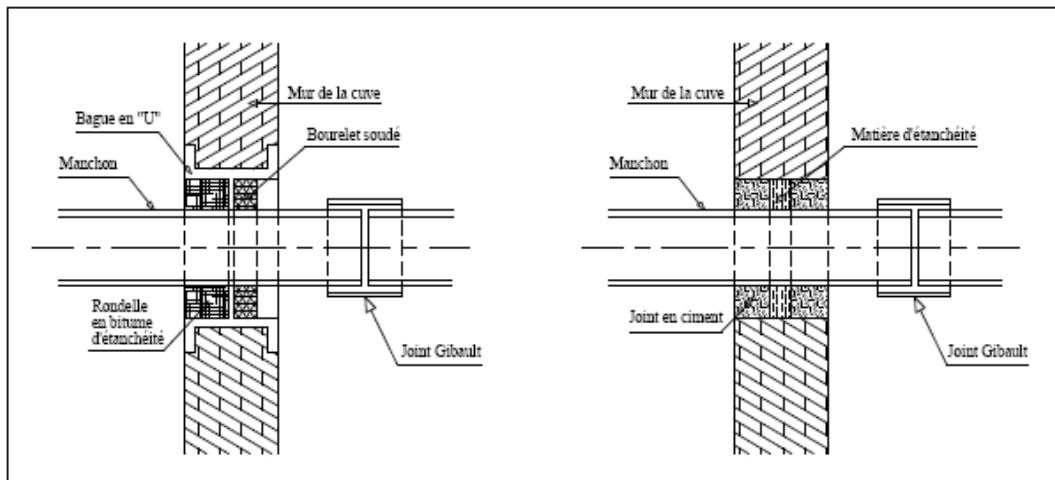


Figure IV.14: Traversée par des manchons à bout lisse.

- **2^{ème} 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.

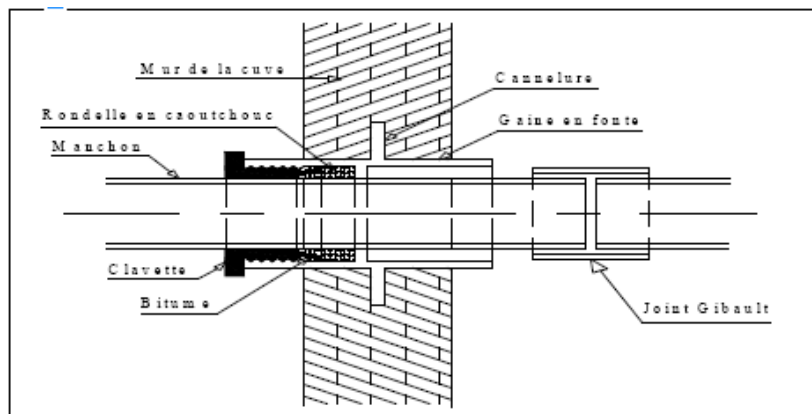


Figure IV.15: Traversée des conduites (Gaine en fonte).

IV.6.Capacité des réservoirs

Le volume d'eau à stocker peut être réparti sur un ou plusieurs réservoirs en fonction de l'importance de la collectivité à alimenter.

La capacité d'un réservoir doit être estimée en tenant compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situées en amont, et d'autre part de la variabilité de la demande.

La capacité d'un réservoir peut être calculée selon deux méthodes à savoir :

- La méthode analytique.
- La méthode graphique.

IV.6.1. Méthode analytique

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit:

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

V_r : capacité résiduelle (m³).

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

$Q_{\max,j}$: La consommation maximale journalière (m³/j).

Tout en ajoutant le volume de la réserve d'incendie, donc le volume total sera :

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

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_r : capacité résiduelle (m³).

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

Détermination du résidu maximum dans les réservoirs

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui-ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée. La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation.

Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus ; et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

IV.6.2. Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le volume d'eau entrant et sortant pendant un jour. On trace les courbes de volumes cumulés 'Va' provenant de l'alimentation et 'Vc' correspondant à la consommation. Ensuite, On traçant la courbe de la différence entre les deux courbes précédentes, qui est :

$$[V_a - V_c].$$

Alors, le volume minimum nécessaire du réservoir $V_{\text{rés}}$ sera égal à la somme en valeurs absolues, de la plus grande valeur (positive) 'V⁺' et de la plus petite valeur (négative) 'V⁻' de cette différence, on obtiendra le résidu maximal journalier.

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

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

Avec :

V_r : le volume de régulation (m³).

$Q_{\max,j}$: le débit maximum journalier (m³/j).

R_{\max} : résidu maximal journalier (%).

Tel que ce résidu représente $R_{\max} = V^-$

$$R_{\max} = |V^+| + |V^-| \quad (\%);$$

Pour calculer le volume total en (m^3), on ajoute le volume de la réserve d'incendie ($120 m^3$)

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

Cette méthode est très précise. Car, on dispose des statistiques suffisantes concernant la variation horaire de la consommation pendant la journée de pointe. Elle est illustrée par la figure suivante :

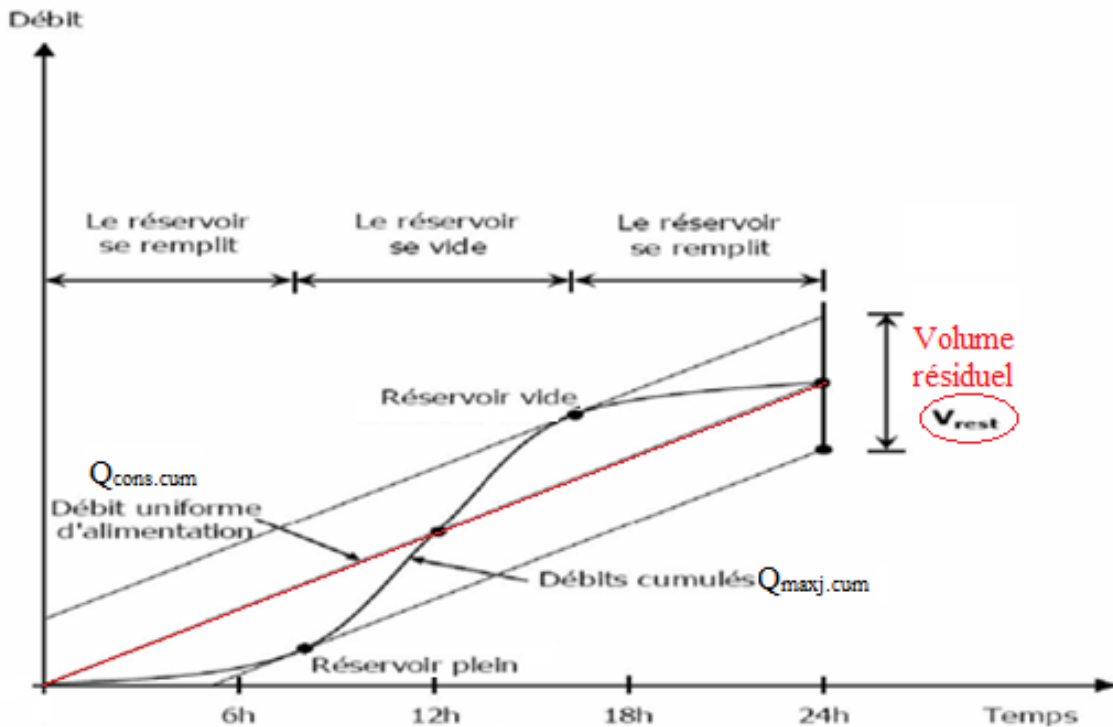


Figure IV.16: Graphique de la méthode graphique.

IV.7. Dimensionnement du réservoir

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

IV.7.1. Réservoir de stockage :

Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution de la localité à desservir

L'estimation de la capacité totale du réservoir se fait par la méthode analytique

Tableau IV.1. Evaluation du volume résiduel des réservoirs centre-ville

Heures	Apports	Distribution (%)	Surplus	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	1	4	-	13
01--02	5	1	4	-	17
02--03	5	1	4	-	21
03--04	5	1	4	-	25
04--05	5	2	3	-	28
05--06	5	3	2	-	30
06--07	5	5	0	-	30
07--08	5	6,5	-	1.5	28,5
08--09	5	6,5	-	1.5	27
09--10	5	5,5	-	0.5	26,5
10--11	5	4,5	0,5		27
11--12	5	5,5	-	0.5	26,5
12--13	5	7	-	2	24,5
13-14	5	7	-	2	22,5
14-15	5	5,5	-	0.5	22
15-16	5	4,5	0,5	-	22,5
16-17	5	5	0	-	22,5
17-18		6,5	-	6.5	16
18-19		6,5	-	6.5	9,5
19-20		5	-	5	4,5
20-21		4,5	-	4.5	0
21-22	5	3	2	-	2
22-23	5	2	3	-	5
23-24	5	1	4	-	9
Total	100%	100%	--	--	--

Calcul de la capacité du réservoir

Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{30 \times 1140.72}{100} = 342.22 \text{ m}^3$

La capacité totale sera : $V_t = 342.22 + 120 = 462.22 \text{ m}^3$

Pour la ville étudiée nous avons deux réservoirs 100 m^3 et 250 m^3

Donc il faut projeter un autre réservoir de 150 m^3 pour satisfaire les besoins d'agglomérations à l'horizon d'étude.

IV.7.2.1. Détermination analytique du volume du réservoir tampon :

La capacité du réservoir tampon est déterminée en fonction du temps de fermeture de la vanne à l'aval de l'adduction gravitaire, et aussi une réserve d'incendie qu'on préconise en cas d'incendie.

La capacité totale du réservoir sera : $V_t = V_r + V_{inc}$ (m³)
 V_r : volume de régulation.

V_{inc} : volume d'incendie.

Pour le calcul du volume résiduel voici la démonstration :

Soit Q_0 le débit transite dans la conduite gravitaire à l'aval du réservoir tampon, et Soit

T le temps de fermeture linéaire totale du Robinet vanne.

Dès l'arrêt de la Pompe le réservoir commence à se vider et le robinet vanne à l'aval de l'adduction gravitaire entre en action de fermeture.

Pour un instant ' t ' le débit sera :

$Q = Q_0 - Q_0 \times (t/T) = Q_0 \times (1 - t/T)$ Et le volume dV du réservoir sera :

$$dv = Q_0 \times (1 - t/T) dt$$

$$V = Q_0 \times \int_0^T (1 - t/T) dt = \frac{Q_0 T}{2}$$

T : temps totale de la fermeture de la vanne

Donc le volume du réservoir est en fonction direct du temps du robinet vanne à fermeture lente, donc il nous faut connaître la loi de manœuvre du robinet vanne choisi pour l'adduction.

Afin d'éviter la création d'un coup de bélier important il nous faut choisir un robinet vanne avec fermeture lente.

Le robinet vanne choisi a un temps de fermeture de 0.5 h donc le volume résiduel du réservoir sera :

$$V_r = \frac{Q_0 T}{2} = \frac{57.33 \times 0.5}{2} = 14.26 \text{ m}^3$$

Avec le volume d'incendie 120 m³ le volume total sera :

$$V_t = 14.26 + 120 = 134.26 \text{ m}^3$$

On le normalise à un volume de 150 m³

IV.7.2.2. Forme des réservoirs tampons:

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 importante peuvent présenter des hauteurs d'eau comprise entre 7 et 10 m.

- **Le diamètre D de la cuve**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot v_n}{\pi \cdot h}}$$

Avec :

V_2 : capacité normalisée du réservoir (m^3)

D : diamètre de la cuve (m)

h : hauteur optimale d'eau (m), on propose un hauteur de 3 m

On trouve un diamètre de 8 m

- **Réévaluation de la hauteur d'eau h**

On calcule la hauteur d'eau moyennant la formule :

$$h = 4 \cdot v / \pi D_n^2$$

On trouve une hauteur de 2.98 m

- **La hauteur totale H du réservoir**

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule

$$H = h + R$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m)

h: hauteur d'eau (m)

R : revanche (m)

Les dimensions du réservoir sont portées dans le tableau suivant

Tableau IV.2. Dimensions du réservoir tampon

Reservoir	Volume (m^3)	h (m)	S (m^2)	D (m)	H (m)
Tampon	150	3.00	50.00	8.00	3.5

IV.7.3. Dimensionnement de la bache de reprises de la station de pompage(SP)

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

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

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

Avec :

$Q_{\text{max.j}}$: débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 18 h)

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t=0,25h)

IV.7.3.1. Bâche de la station de pompage (SP1) :

La station de pompage (SP1) se situe à 604.55 m de réservoir (5000) m³

Alors le volume de la bâche de (SP1) est déterminé par la relation suivante:

$$V_{\text{bache}} = \frac{1140,74 * 0.25}{20} = 14.26 \text{m}^3$$

En choisi un volume normalise de 20 m³.

C'est le même cas pour les stations de pompage SP2

Tableau IV.3. Tableau donnant les dimensions des bâches de reprise pour une forme rectangulaire.

Bâche de reprise	Volume (m3)	L(m)	h (m)	l (m)	S (m ²)
SP 1	18	2	3	3	6
SP 2	18	2	3	3	6

CONCLUSION

Après avoir déterminé la capacité totale du stockage pour la ville de SANEG qui dépasse la capacité existante, donc la projection d'un autre réservoir de 150m³ est nécessaire.

Chapitre V : Etude de pompage

INTRODUCTION

En fonction de la topographie de la région d'étude et l'emplacement de la source d'alimentation, l'alimentation des réservoirs à partir de cette dernière se fait gravitairement ou par refoulement, ce qui nécessite la construction d'une station de pompage qui permet de fournir une charge pour faire face à l'aspect accidentel du terrain, qui est le but de ce chapitre, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage projetée.

V.1. Définition

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

V.2. Type de pompe

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

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

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

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

V.2.1. Les pompes centrifuges

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

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

Le schéma d'installation d'une pompe centrifuge dépend de la ressource et des Caractéristiques du site où elle est installée. Mais les cas les plus existants, se rattachent à l'une des trois dispositions ci-après :

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

Pompe installée en charge

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

problème, c'est-à-dire que l'eau entre spontanément dans la pompe sans difficulté

Pompe installée en aspiration

Dans cette disposition, le plan d'eau d'aspiration est inférieur de l'axe de la pompe, pour calculer les pressions d'aspiration et de refoulement, nous installerons un vacuomètre à l'aspiration et un manomètre au refoulement, un dispositif d'amorçage est nécessaire (ballon et pompe à vide), les pompes doivent avoir une faible $NPSH_r$. Nous pouvons utiliser ce type de disposition dans les puits, dans les rivières etc.

V.4. Choix du type de la pompe

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 ;
- Être fabriquée en série ;

V.5. Choix du nombre de pompe

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

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

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

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

- Prévoir l'accès à tous les ouvrages.
- Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage).
- Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement
- La station de reprise qui se trouve à la cote 662 m comprend une (01) pompe multicellulaire à haute pression à axe horizontal de type PM 100 / 5C et une autre de secours de même type.

V.7. Point de fonctionnement des pompes

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 véhiculant 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 la plage de bon fonctionnement pour un rendement optimal .

V.7.1. Courbe caractéristique résultante des conduites

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

$$H_c = H_g + \Delta H_T ;$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m) ;

H_T : la perte de charge totale (m) ;

V.7.2. Pertes de charge linéaires

La perte de charge linéaire est donnée en (m) par la formule suivante :

$$\Delta H_{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L_{ref} \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_{eco}^5} ;$$

Avec :

λ : coefficient de frottement ;

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

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

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

D_{eco} : diamètre économique de la conduite (m).

V.7.3. Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires.

V.7.4. Pertes de charge totales

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors:

$$\Delta H_T = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing} = \Delta H_{lin} + 0,10 \times \Delta H_{lin} \Rightarrow \Delta H_T = 1,10 \times \Delta H_{lin} ;$$

Donc la perte de charge totale en (m) sera :

$$\Delta H_T = 1,10 \times \Delta H_{lin} ;$$

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

Le débit et la charge fournis par une installation de pompage ne sont pas toujours les mêmes que ceux demandés, et pour corriger l'écart qui existe entre la demande et les caractéristiques disponibles en doit procéder par deux types de réglage [05].

V.8.1. Débit disponible > Débit appelé

Les deux types de réglage pour ce cas sont comme suit :

- **Réglage qualitatif** : il est possible dans le cas des moteurs à vitesse variable en réduisant leur vitesse de rotation.
- **Réglage quantitatif** : il s'effectue par la fermeture partielle de robinet vanne de refoulement

V.8.1.1. Mode de réglage par vannage

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

$$\eta_{inst}^{ap.van} = \eta_{inst}^{av.van} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + H_v} ;$$

$\eta_{inst}^{ap.van}$: 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 en (m).

$$h_v = H'_c - H_{app} ;$$

H'_c : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe $(H-3Q)_R$ en (m) .

V.8.1.2. Mode de réglage par rognage

C'est la diminution de diamètre de la roue pour diminuer le débit jusqu'au débit demandé.

Ce type de réglage est l'application de la relation de continuité $Q=V \times S$.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \times Q ;$$

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

- **Le nouveau diamètre de la roue**

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

$$d = D \times \sqrt{\frac{Q_E}{Q_{app}}} ;$$

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

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage (mm);

Q_E : débit correspondant au point homologue au point de fonctionnement ;

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

- **Rendement de rognage**

$$R = (1 - m) \times 100 ;$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_E}{Q_{App}}} ;$$

Efficacité du rognage dépend du rendement de rognage en fonction de la vitesse spécifique, comme montre le tableau suivant :

Tableau V.01: Variation de R en fonction de N_s .

N_s	R (%)
60 à 120	15 à 20
120 à 200	10 à 15
200 à 300	5 à 10

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

V.8.1.3. Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement

Elles sont augmentées par l'augmentation des singularités (réducteur de pression, coude...etc.), où par l'introduction d'air (n'est pas recommandé).

V.8.1.4. Diminution de temps de pompage

Dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

Le nouveau temps de fonctionnement en (h) de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{Pf}} \times t ;$$

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

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h); pour notre cas 20h/j.

Q_{Pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m^3/h).

Q_{app} : débit appelé ou demandé (m^3/h).

V.8.1.5. Changement du type de la pompe

Dans le cas où c'est impossible d'appliquer tous les modes de réglage cités ci-dessus, il reste une seule solution qui est le changement de la pompe et amener une pompe adaptée à usage envisagé.

V.8.2. Débit disponible < Débit appelé

Dans ce cas-là, il faut faire un réglage soit :

- **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Quantitatif** : ouverture partielle des robinets vannes pour diminuer les pertes de charge et augmenter le débit refoulé par la pompe, si c'est possible.

Remarque : On étudie les différents modes de réglage possibles pour opter au mode occasionnant la chute de rendement la plus faible et la puissance absorbée la plus faible.

Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont :

- Le mode de réglage par vannage.
- Le mode de réglage par la diminution du temps de pompage.
- Le mode de réglage par le rognage.
- Le mode de réglage par la diminution de la vitesse de rotation.

V.9. Cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit lors qu'à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente [05].

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe:

- la création de bulle de vapeur à l'aspiration s'accompagnant de leur condensation brutale dans ou en sortie de roue, lorsque la pression remonte,
- implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue,
- vibrations anormales,
- bruit anormal (pompage de cailloux),
- destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations,
- arrachement de matière dans les zones d'implosion,
- chute du débit pompé lorsqu'apparaît le phénomène de cavitation.

La cavitation peut être prévue par le calcul du NPSH disponible à l'aspiration de la pompe, et sa comparaison avec le NPSH requis par la pompe. Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r ;$$

$(\text{NPSH})_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;

$(\text{NPSH})_d$: Charge nette d'aspiration disponible, elle est fournie par l'installateur.

$$(\text{NPSH})_d = (\text{NPSH})_r + r ;$$

r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

Pour notre calcul, on prend : $r = 0,3$ m.

V.9.1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible

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 une installation en charge au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{\text{asp}}^{\text{adm}} = (\text{NPSH})_r + r - \frac{P_{\text{atm}}}{\rho \times g} + T_v + \frac{V_{\text{asp}}^2}{2 \times g} + \sum \Delta H_{\text{asp}} ;$$

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

P_{atm} : pression atmosphérique (mce) ;

$$P_{\text{atm}} = 10,33 - 0,00139 \times H ;$$

Avec : H : altitude de la station en (mNGA).

T_v : tension de vapeur d'eau (mce) ;

Tableau V.2: 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 (mce)	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.

$$\Delta h_{\text{asp}} = (1,10 - 1,15) \times \Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} ;$$

$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}}$: Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration. En utilisant la formule suivante :

$$\Delta h_{\text{asp}}^{\text{lin}} = 0,001735 \times \left(\frac{L_r \times Q_{\text{app}}^2}{D_c^{5,3}} + \frac{L_a \times Q_a^2}{D_a^{5,3}} \right) \text{ [m]} ;$$

Avec :

L_{asp} : longueur du collecteur d'aspiration, $L_{\text{asp}} = 27$ m ;

L_{asp} : longueur de la conduite d'aspiration, $L_{\text{asp}} = 2,0$ m ;

Q_a : débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;

$$Q_a = \frac{Q_{\text{app}}}{n} ;$$

Avec : n : nombre de pompes en parallèles.

Q_{app} : le débit appelé en (m³/s).

D_c : diamètre du collecteur d'aspiration (m),

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times Q_{\text{app}}}{\pi \times V_c}} ;$$

Avec : V_c : vitesse d'écoulement dans le collecteur d'aspiration (m/s),

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration en (mm),

$$D_a = (1,2 - 1,5) \times DN1 ;$$

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

V.9.2. 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 :

$$\nabla_{\text{axe}} = \nabla_{\text{min}} - h_{\text{asp}}^{\text{adm}} + r ;$$

∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (m.NGA) ;

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3)$ m.

∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (m.NGA) ;

$$\nabla_{\text{min}} = C_p - h + h_{\text{inc}} ;$$

C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (mNGA) ;

h : hauteur d'eau dans le réservoir (m) ;

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

V.10. Choix du moteur électrique

Définition

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

Choix du moteur

Il existe plusieurs critères liés au choix du moteur :

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

Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_{\text{moteur}} = N_{\text{pompe}} (+/-) 200 \text{ tr/mn}$$

V.11. Application à l'adduction

V.11.1. Pour la station SP1

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes appelé CAPRARI Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 15.8 l/s et une hmt de 111.5m.

Tableau V.3.Caractéristiques des pompes

n	Type de pompe	Q Total (l/s)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nbr d'étage
1	PM 80 / 7A	16.3	115	74.2	1750	24.9	2.15	7
1	PM 100/ 5C	15.9	111	73.7	1750	24	2.1	5
1	PM 65 / 2B	15.7	107	68.1	3500	24.1	3.06	2
1	PM 50/ 3B	16.2	115	59.9	3500	30.5	8.12	3
1	PM 125 / 5F	16.8	122	51.1	1750	40.7	2.82	5

Pour cette station de pompage nous allons prendre une **PM 80 / 7A** et ce parce qu'elle présente les meilleures caractéristiques en ce qui concerne le rendement, la vitesse de rotation et la puissance absorbée

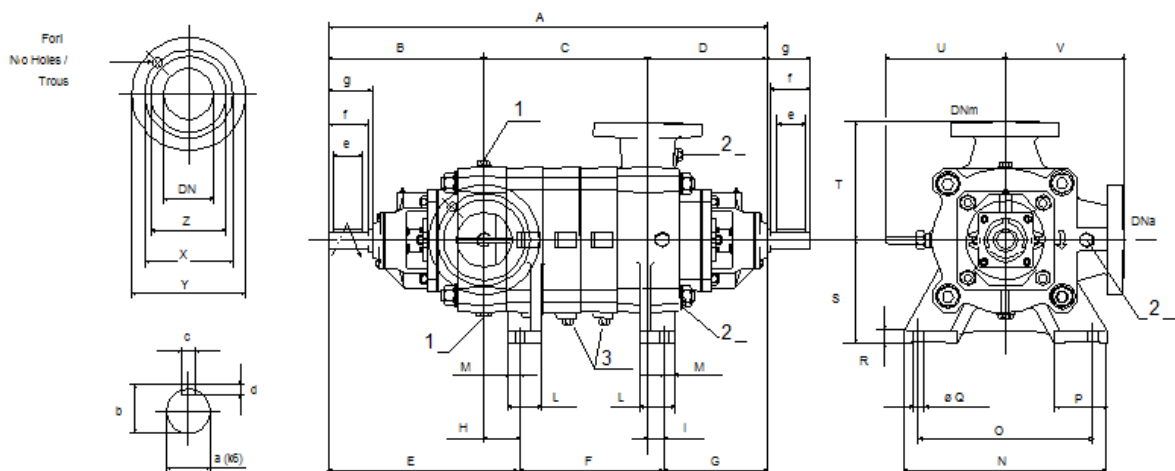
On opte pour un nombre de pompe d'une (01) en plus un (01) pompe de secours. Ces deux (02) pompes sont identiques de type **PM 80 / 7A**

V.11.1.1. Description de la pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues: en Fonte
- Diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS/PMHT: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement (PMHT: garniture mécanique)
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

Tableau V.4 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP1

Données techniques	Caractéristiques
Q	16.25 l/s
H	115 m
n. pôles	4
Fréquence	60 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	30 kW
Tension	460 V
Diamètre refoulement	DN 80
Raccord d'aspiration	DN 100

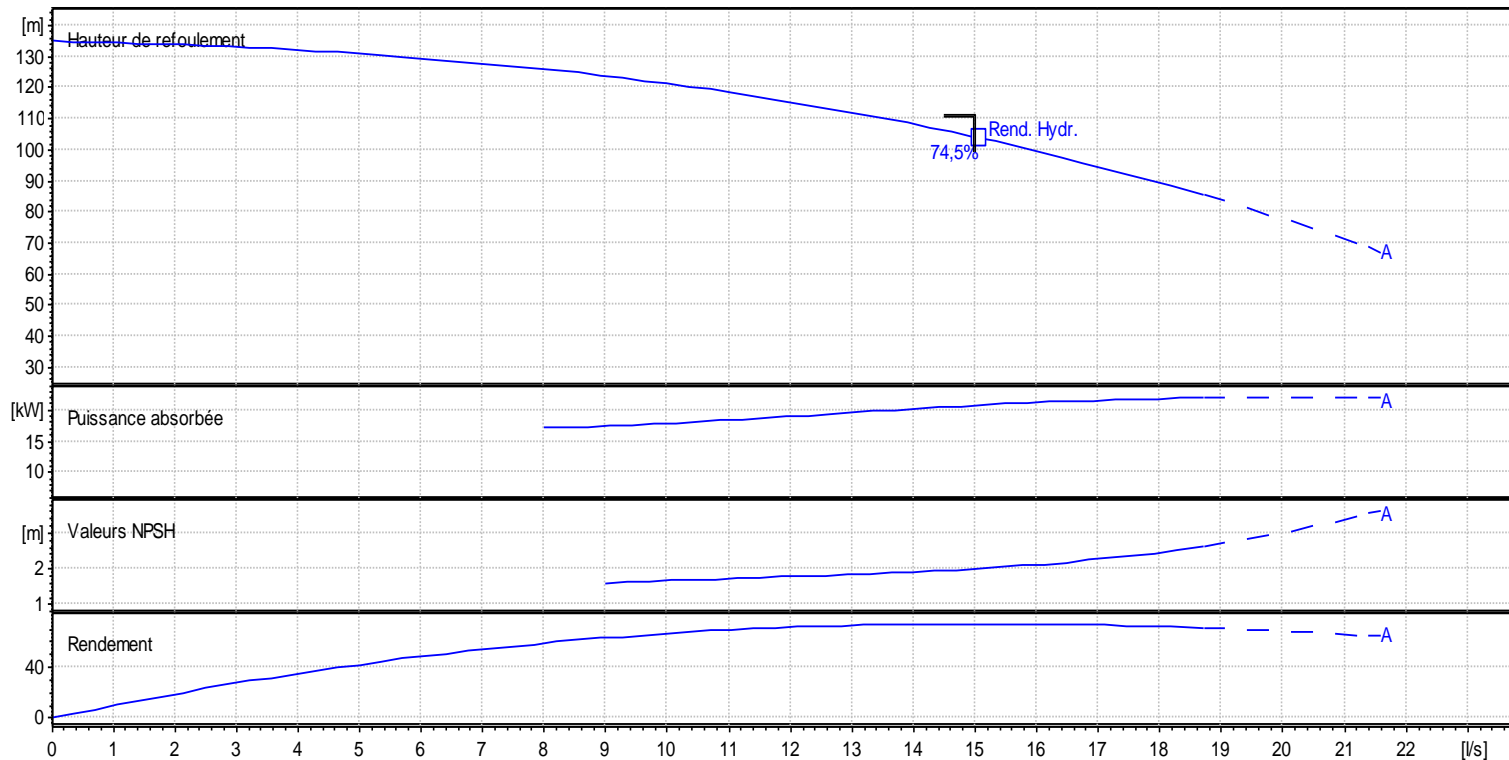


Dimensions						
_DNa = DN100	c = 10	E = 421	H = 61	No = 8	U = 259	Z _d = 138
_DNm = DN 80	C = 520	e = 70	l = 29	O = 370	V = 245	Z _s = 160
A = 1154	D = 274	F = 488	L = 70	Q = 24	X _d = 160	
a = 35	d = 8	f = 90	M = 25	R = 25	X _s = 190	
B = 360	d _d = 18	g = 104	N = 420	S = 200	Y _d = 215	
b = 38	d _s = 22	G = 245	No = 8	T = 245	Y _s = 235	

Figure V.1 : Schéma et dimensions de la pompe PM 80

V.11.1.2. Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe : $[H-Q]$, $[P_{abs}-Q]$, $[\eta_p-Q]$, $[(NPSH)_r-Q]$ Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.2)



V.11.1.3. Courbe caractéristique de la conduite

Tableau V.5. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (mm)	λ	$\Delta h_{p_{lin}}$ (m)	Δh_t (m)	Hc (m)
1	0	57,45	4848	160	0,1890711	0	0	57,4500
2	3	57,45	4848	160	0,1890711	1,7252	1,8977	59,3477
3	6	57,45	4848	160	0,1890711	6,9008	7,5908	65,0408
4	9	57,45	4848	160	0,1890711	15,5267	17,0794	74,5294
5	12	57,45	4848	160	0,1890711	27,6030	30,3633	87,8133
6	15	57,45	4848	160	0,1890711	43,1297	47,4427	104,8927
7	18	57,45	4848	160	0,1890711	62,1068	68,3175	125,7675

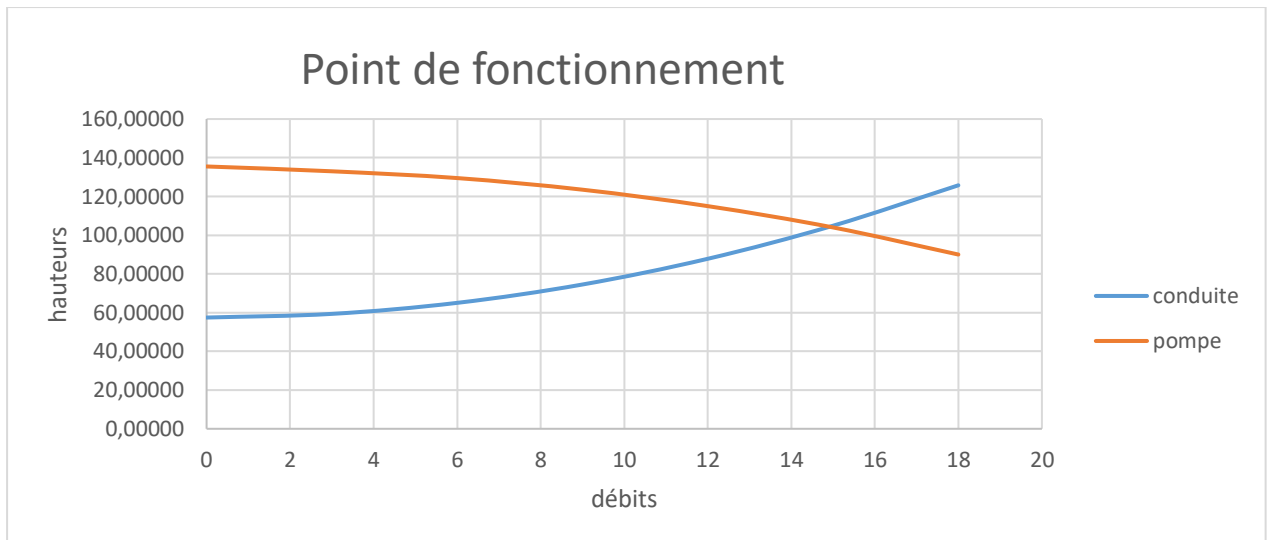


Figure V.3. point de fonctionnement de pompe

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

$$Q_f = 15 \text{ l/s}$$

$$H_f = 104$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire

V.11.1.4. Dimensionnement des équipements des pompes

Conduite d'aspiration

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée.

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 admissible.

$$D_a = (1,2 - 1,5) d_a$$

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 100 mm

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne : $D_a = 1,5 * 100 = 150 \text{ mm}$.

Le diamètre normalisé sera égal à 160 mm.

a) Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par rapport aux fourchettes suivantes :

$$V_a = (0,7 - 1) \text{ m/s pour } D_a \leq 250 \text{ mm}$$

$$V_a = (1 - 1,5) \text{ m/s pour } 250 \leq D_a \leq 800 \text{ mm}$$

$$V_a = (1,5 - 1,8) \text{ m/s pour } D_a > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{15,8}{0,020096} = 0,79 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

b) vérification de la condition de non-cavitation :

Nous avons :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - \frac{P_{atm}}{\rho \times g} + T_v + \frac{V_{asp}^2}{2 \times g} + \sum \Delta H_{asp}$$

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H ;$$

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 2.15 m. La station de pompage

1 sera implanté a la cote 604 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139 \times 604$$

$$P_{atm} = 9,49 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température T°=20 °C ⇒ T_v = 0,24 mce

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 8\lambda Q^2 / \pi^2 g D^5$$

l : la longueur de la conduite d'aspiration égale a 10m

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0,37 \text{ m}$$

$$\Delta h_{asp} = 1,1 \times 0,37 = 0,407 \text{ m.}$$

$$H_a = 9,49 - 0,407 - 0,24 - \frac{0,79 \times 0,79}{2 \times 9,81} - 2,15 - 0,5 = 6,1 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = 9,49 - 0,407 - 0,24 - \frac{0,79 \times 0,79}{2 \times 9,81} - 6,1 = 2,20$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Notre pompe ne risque pas de cavitation

V.11.1.5 Calage de la pompe

$$\nabla_{min} = 604,55 - 2 + 0,3 = 602,85 \text{ m}$$

La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 604,55 - 6,1 + 0,3 = 598,75 \Rightarrow \nabla_{axe} = 598,75 \text{ m. NGA};$$

Donc, la pompe doit être calée à une côte de 598,75 m.NGA pour éviter la cavitation

V.11.1.6. Choix du moteur électrique

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

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 60 Hz
- Tension nominale : 460V
- vitesse nominale : 1750tr/min

- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominale : 30Kw
- intensité nominale : 0A
- Type de moteur : 3~

V.11.2. Pour la station SP2

Nous devons avoir un system de pompage pour assurer un débit de 15.8 l/s et une hmt de 137.7 m.

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau V.6 :

n	Type de pompe	Q Total (l/s)	HMT (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Nbr d'étage
1	PM 100 / 5A	15.8	141	71.8	1750	31.2	2.1	5
1	PM 65 / 2A	15.4	128	66.6	3500	29	2.99	2
1	PM 50 / 3A	16.1	141	62.6	3500	35.4	8.06	3
1	PM 125 / 4C	15.8	139	47.6	1750	45.8	2.98	4
1	PM 150 / 3B	16	138	23.5	1750	91.9	0.906	3

Pour cette station de pompage nous allons prendre une PM 100 / 5A avec une deuxième pompe de secours identique et ce parce qu'elle présente les meilleures caractéristiques en ce qui concerne la vitesse de rotation et la puissance absorbée et le rendement.

V.11.2.1. Description de la pompe

- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues: en Bronze
- Diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS/PMHT: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de refoulement tourné vers le haut ; corps d'aspiration à bouche orientable
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable. Double palier
- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement (PMHT: garniture mécanique)
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

Tableau V.7 : Caractéristiques de la pompe choisi pour SP2

Données techniques	Caractéristiques
Q	15.8 l/s
H	141 m
n. poles	2
Fréquence	60 Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Puissance moteur P2	31.2 kW
Tension	460 V
Diamètre refoulement	DN 100
Raccord d'aspiration	DN125

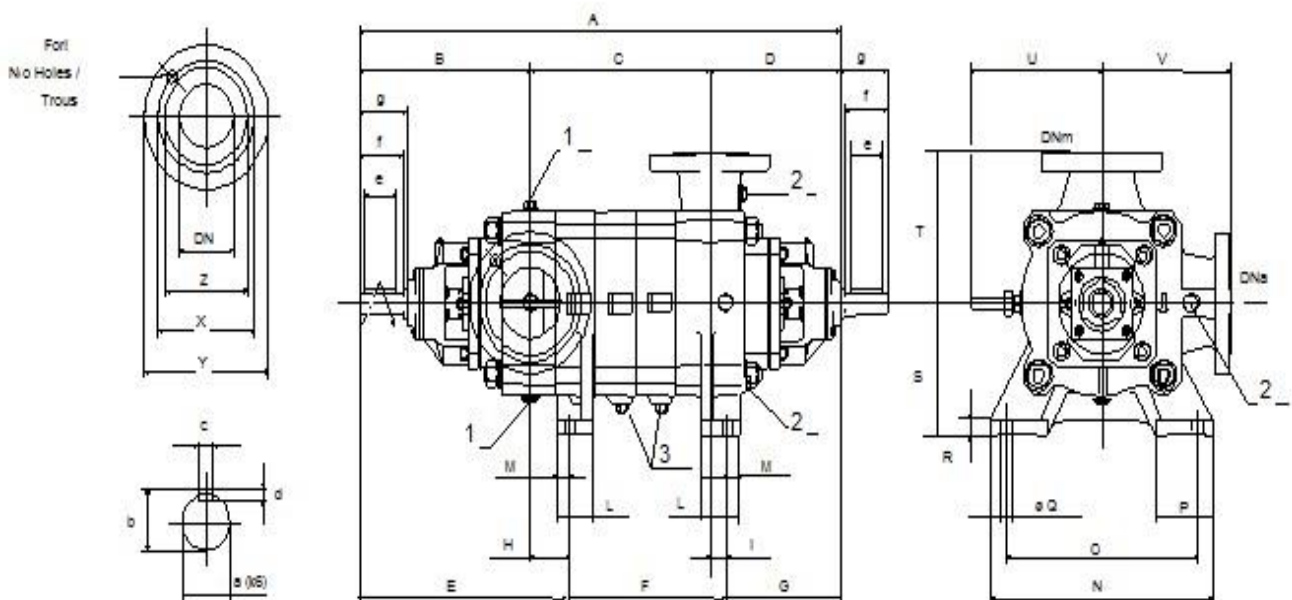


Figure V.4 : Schéma de la pompe PM 100 /5A

Dimensions						
DNa = DN125	c = 10	E = 419	H = 54	No = 8	T = 270	Y_s = 270
DNm = DN 10	C = 170	e = 70	I = 33	O = 400	U = 275	Z_d = 160
a = 35	D = 293	F = 149	L = 85	P = 117	V = 270	Z_s = 188
A = 828	d = 8	f = 90	M = 32	Q = 24	X_d = 190	
B = 365	d_d = 22	g = 104	N = 460	R = 30	X_s = 220	
b = 38	d_s = 22	G = 260	No = 8	S = 225	Y_d = 250	

Figure V.5: dimensions de la pompe PM 100 /5C

V.11.2.2. Courbes caractéristiques de la pompe

Les courbes caractéristiques de la pompe : [H-Q], [Pabs-Q], [ηp-Q], [(NPSH)r-Q]
Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont Représentées par la figure (V.6)

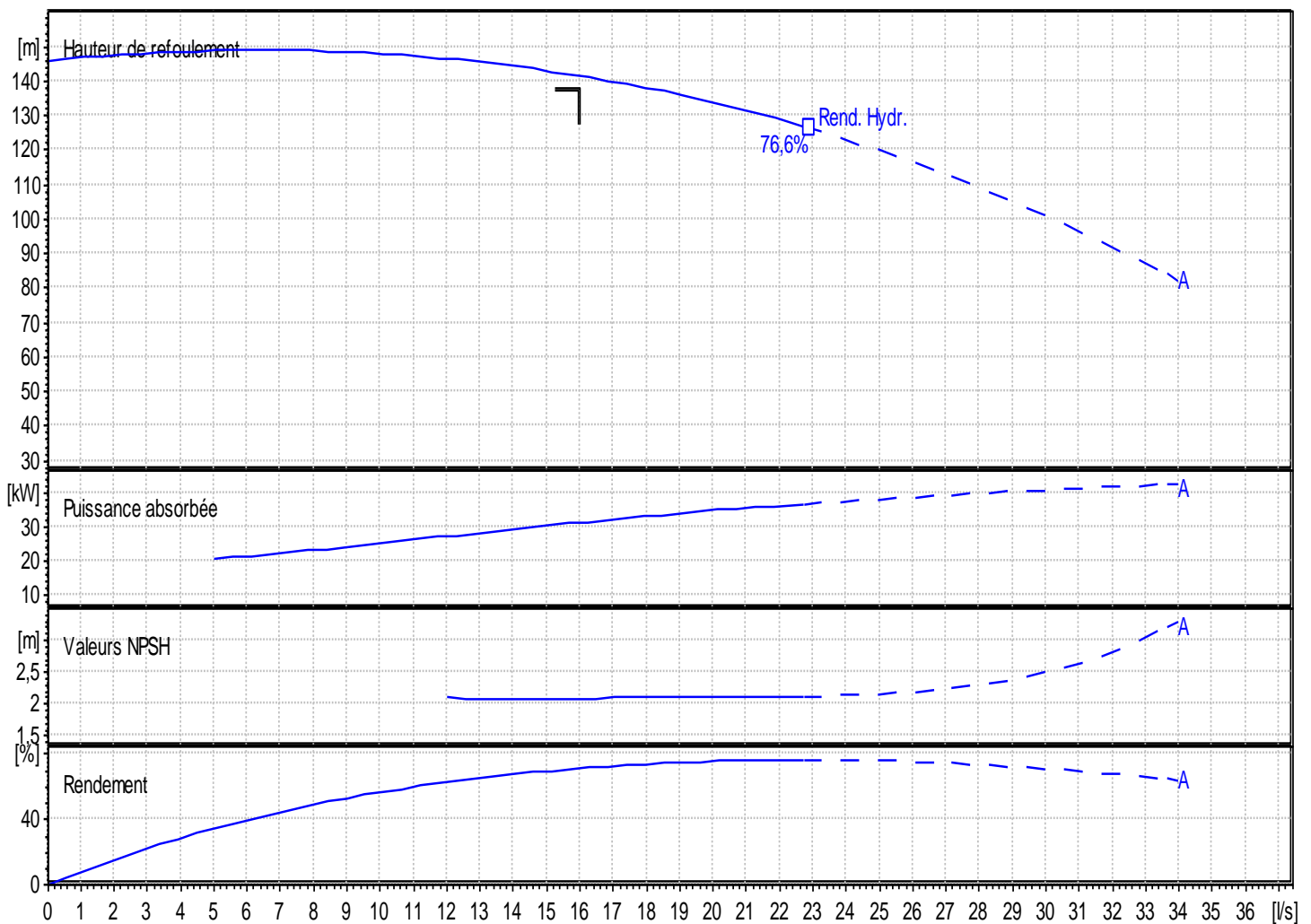


Figure V.6. Les courbes caractéristiques de la pompe

V.11.2.3. Courbe caractéristique de la conduite

Tableau V.8. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (m ³ /h)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	$\Delta h_{p_{lin}}$ (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	102,48	3156	160	0,1890711	0	0	102,4800
2	3	102,48	3156	160	0,1890711	1,1231	1,2354	103,7154
3	6	102,48	3156	160	0,1890711	4,4923	4,9416	107,4216
4	9	102,48	3156	160	0,1890711	10,1077	11,1185	113,5985
5	12	102,48	3156	160	0,1890711	17,9693	19,7662	122,2462
6	15	102,48	3156	160	0,1890711	28,0770	30,8847	133,3647
7	18	102,48	3156	160	0,1890711	40,4309	44,4740	146,9540

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la (figure V.10)

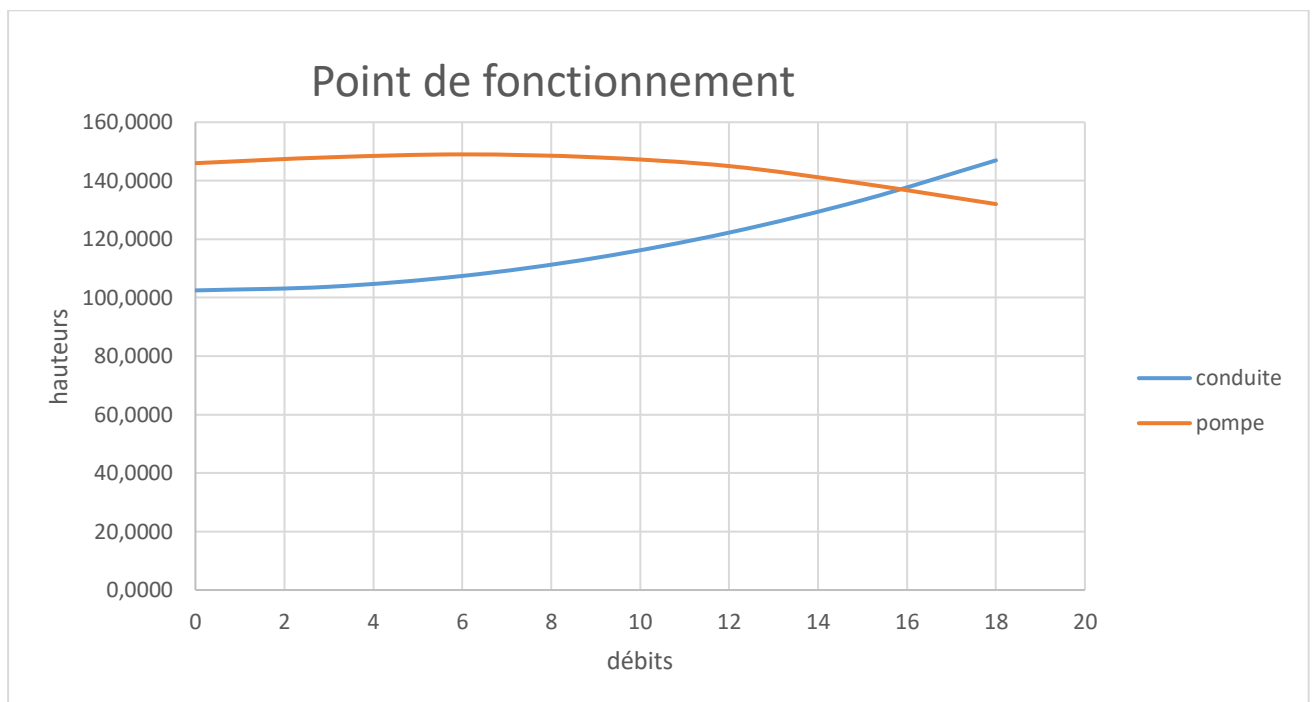


Figure V.7. point de fonctionnement de la pompe

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

$$Q_f = 15.8 \text{ l/s}$$

$$H_f = 138$$

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égaux au débit et hauteur appelé, par conséquent aucun réglage n'est nécessaire

V.11.2.4. Dimensionnement des équipements des pompes

Conduite d'aspiration

Da= (1,2-1,5) da

da : diamètre de la tubulure d'aspiration ; d'après logiciel (CAPRARI) égale à 100 mm

Nous prendrons 1.5 comme facteur de multiplication ce qui donne :

$$Da=1,5*100 = 150\text{mm.}$$

Le diamètre normalisé sera égal à 160mm.

b) Vérification de la vitesse

La vitesse de l'écoulement dans les conduites doit être vérifiée par rapport aux fourchettes suivantes :

$$Va = (0,7 - 1) \text{ m/s pour } Da \leq 250 \text{ mm}$$

$$Va = (1 - 1,5) \text{ m/s pour } 250 \leq Da \leq 800 \text{ mm}$$

$$Va = (1,5 - 1,8) \text{ m/s pour } Da > 800 \text{ mm}$$

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{15.8}{0,020096} = 0.79 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

b) vérification de la condition de non-cavitation :

Nous avons :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - \frac{P_{atm}}{\rho \times g} + T_v + \frac{V_{asp}^2}{2 \times g} + \sum \Delta H_{asp}$$

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H ;$$

Nous avons une charge nette d'aspiration (NPSH)_r de 2.1 m. La station de pompage

1 sera implanté à la cote 662 m ce qui donne une pression atmosphérique de :

$$P_{atm} = 10,33 - 0,00139 \times H = 10,33 - 0,00139*662$$

$$P_{atm} = 9.41 \text{ mce}$$

La tension de vapeur d'eau à une température T°=20 °C ⇒ T_v = 0,24 mce

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 8\lambda Q^2 / \pi^2 g D^5$$

l : la longueur de la conduite d'aspiration égale a 10m

$$\Delta h_{asp}^{lin} = 0.37\text{m}, \Delta h_{asp} = 1,1 \times 0.37 = 0,407 \text{ m.}$$

$$H_a = 9.41 - 0.407 - 0.24 - \frac{0.79*0.79}{2*9.81} - 2.1 - 0.5 = 6.07\text{m}$$

$$(NPSH)_d = 9.41 - 0.407 - 0.24 - \frac{0.79*0.79}{2*9.81} - 6.07 = 2.15\text{m}$$

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

Notre pompe ne risque pas de cavitation

V.11.2.5. Calage de la pompe

$$\nabla_{\min} = 662 - 2 + 0,3 = 660,3 \text{ m}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{\text{axe}} = 662 - 6,07 + 0,3 = 656,23 \Rightarrow \nabla_{\text{axe}} = 656,23 \text{ m. NGA;}$$

Donc, la pompe doit être calée à une cote de 656,23 m. NGA pour éviter la cavitation

V.11.2.6. Choix du moteur électrique

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

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 60 Hz
- Tension nominale : 460V
- vitesse nominale : 1750 tr/min
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 31,2 Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

V.11.3. Equipements en amont**a) hauteur de butée**

Y étant la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que : $y = 0,3 \text{ m}$ pour $Da \leq 500 \text{ mm}$

$Y = 1 \text{ m}$ pour $Da \geq 500 \text{ mm}$

Comme $Da = 160 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm}$, nous aurons $y = 0,3 \text{ m}$

c) Longueur du convergent

$$l_{\text{con}} = (3,5 - 4) (Da - da) \dots \dots \dots (V.19)$$

Prenons: $l_{\text{c}} = 3,5 (Da - da) = 3,5 * (160 - 100) = \mathbf{210 \text{ mm}}$

Dimension du tronçon

$$l_{\text{tr}} = 2.Da \dots \dots \dots (V.20)$$

Nous aurons :

$$l_{\text{tr asp}} = 2 * 160 = 320 \text{ mm}$$

V.11.4. Equipements en aval

Comme pour l'amont nous aurons :

$$l_{\text{tr}} \geq 2 Dr \dots \dots \dots (V.21)$$

$$l_{\text{tr}} = 2 * 160 = 320 \text{ mm}$$

$$dv = 0,25 Dr \dots \dots \dots (V.22)$$

$$dv = 0,25 * 160 = 40 \text{ mm}$$

$$l_{div} = (3,5 - 4) (Dr - dr) \dots\dots\dots(V.23)$$

$$l_{div} = 3,5 (160 - 100) = 210 \text{ mm}$$

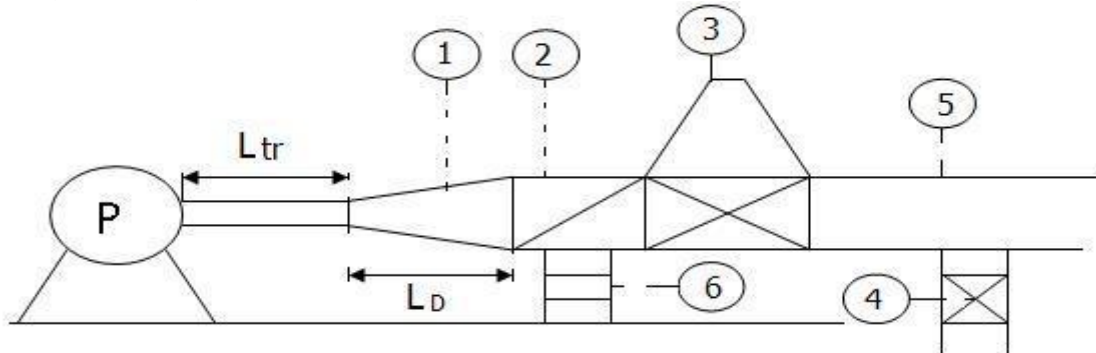


Figure V.8 : équipements en aval

Sur la Figure **V.15**, les équipements en total à l'aval d'une pompe sont :

1. Le divergent
2. Tronçon
3. Ventouse
4. Vidange de fond
5. Conduite de refoulement
6. Butée

V.11.4.1. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots\dots\dots(V.24)$$

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r \dots\dots\dots(V.25)$$

- H_p : hauteur de la pompe $H_p = 625 \text{ mm}$
- 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 : $H_5 = 0,625 + 0,3 + 0,5 \Rightarrow H_5 = 1,425 \text{ m}$
- H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2 \text{ m}$;
- 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 : $H_b = 1,425 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 \Rightarrow H_b = 5,225 \text{ m}$

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 m**.

Puisque le bâtiment de la station sera semi enterré et vu son plan d'architecture, on opte alors pour une hauteur du bâtiment de **5,5 m**

V.11.4.2. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \cdot L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p \dots \dots \dots (V.26)$$

n: nombre de pompes, n = 2 (tenant compte de la pompe de secours) L : longueur de la pompe et celle du moteur, L =

$L_{pe} + L_m$;

L_{pe} : longueur de la pompe, $L_{pe} = a + f$;

A.N: $L_{pe} = 883 + 423 \Rightarrow L_{pe} = 1306 \text{ mm}$;

L_m : longueur du moteur, $L_m = (A-C) + B +$

$C + E$; A.N: $L_m = 260 + 623 + 110 + 100 \Rightarrow$

$L_m = 1093 \text{ mm}$

A.N : $L = 1306 + 1093 \Rightarrow L = 2399 \text{ mm}$, soit: $L = 2.399 \text{ m}$. L_{int} :

distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0,8-1,2) \text{ m}$, On prend :

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

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage,

$L_{pf} = 3 \text{ m}$. L_r : longueur de l'armoire

électrique, $L_r = (2-3) \text{ m}$;

On prend : $L_r = 3 \text{ m}$.

L_p : longueur du bureau du

personnel, On prend : $L_p = 4$

m ;

A.N : $L_b = 2.399 + 1,2 + 3 + 3 + 4 \Rightarrow L_b = 13.6 \text{ m}$.

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **13.6 m**.

V.11.4.3. Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2 \cdot s \dots \dots \dots (V.27)$$

S : épaisseur du mur, $S = 0,3 \text{ m}$;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3 \text{ m}$;

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

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c \dots \dots \dots (V.28)$$

Où :

l_p : longueur de la pompe, $l_p = 1.306 \text{ m}$;

l_{tr} : longueur de la tubulure de refoulement, $l_{tr} = 2 * D_a$

A.N : $l_{tr} = 2 * 160 \Rightarrow l_{tr} = 0,32 \text{ m}$;

l_{tasp} : longueur de tubulure d'aspiration, $l_{\text{tasp}} = 0,32$ m ;

l_c : longueur du convergent, $l_c = 0,3$ m ;

A.N: $l_3 + l_4 = 1,306 + 0,32 + 0,32 + 0,3 \Rightarrow l_3 + l_4 = 2,246$ m

A.N: $l_b = 0,3 + 1,2 + 2,4 + 2*0,3 \Rightarrow l_b = 4,2$

Conclusion: La station de pompage aura une largeur de **4.5 m**.

V.11.4.4. Dimensions des portes

✓ Porte principale: **4.2*3.2**

✓ Porte secondaire: **2,2*1,2**

V.11.4.6. 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.

$$\sum S_f = 0,125 * 13,6 * 4,5 = 7,65 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$N = \sum S_f / S_f$$

N : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (2,2 * 1,4)$

A.N : $N = 7,65 / (2,2 * 1,4) = 3$, **N= 3 fenêtres**

V.11.4.7. Dimensionnement des marches d'escalier

✓ Hauteur: **17 cm**;

✓ Largeur: **30 cm**;

✓ Longueur: **100 cm**

✓ Pente: **1/1, 75**.

Tableau V.9. Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
13.6	4.5	5.5	0,3	2.2*1.4	2.2*1.2	4.2*3.2

V.11.4.8. Dimensionnement du pont roulant

Un pont roulant est prévu dans notre station de pompage, il sera

dimensionné par rapport au poids le plus lourd dans la station c'est à dire

pompe + moteur majoré de

20 % c'est à dire :

$m = 1,2 * P$ (pompe + moteur)

Vu que la pompe PM 100/ 5C et son moteur pèsent tous deux 219 kg alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever 262.8 kg

V.12. Equipements auxiliaire

Pour le bon fonctionnement d'une station de pompage et pour assurer la sécurité du matériel et du personnel, un ensemble d'équipements doit être prévue de manière que leur utilisation soit facile, rapide, et parfois automatique. On peut citer donc :

- Un système de levage et de ventilation
- Un système de commande automatique et de contrôle.
- Un système d'alimentation en énergie ainsi qu'un système d'éclairage
- Un système anti-incendie.

V.12.1. Système de levage

Le pont roulant est un appareil de manutention permettant le levage et le transfert de charges lourdes. il sera dimensionné par rapport au poids le plus lourd dans la station c'est à dire pompe + moteur majoré de 20 % c'est à dire :

$$m=1.2*P \text{ (pompe + moteur) } \dots\dots\dots(V.30)$$

Vu que la pompe PM 100/ 5C et son moteur pèsent tous deux 219 kg alors le pont roulant devra être dimensionné pour soulever 262.8 kg

V.12.2. Système de commande automatique et de contrôle

Ce sont les armoires de commande ainsi que les différents dispositifs se trouvant dans la station et nous permettant de contrôler et commander à distance

V.12.3. Système de ventilation

Son rôle est d'évacuer la chaleur du au fonctionnement de l'ensemble des équipements de la station cela acheminera un apport d'air frais facilitant ainsi le travail à l'intérieur de la station.

V.12.4. Système d'alimentation électrique

C'est le générateur d'électricité généralement c'est un groupe électrogène permettant un fonctionnement continue de la station en cas de coupure.

V.12.5. Système anti-incendie

Dans une station de pompage, la prévention contre l'incendie comprend les moyens mis en œuvre pour son extinction dans les plus brefs délais.

V.12.6. Système de drainage

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de réparation ou de nettoyage

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons cité le fondement de la conception d'une station de pompage ainsi que ses différents équipements qui vont permettre une gestion optimale. Pour donner suite à ce chapitre nous avons pu faire les constatations suivantes :

Pour le système de transfert d'eau de réservoir (5000m³) vers le réservoir de SANEG, il nous faut une station de pompage et une autre de reprise :

- La station de pompage N°01 qui comprend une (01) pompe multicellulaire à haute pression à axe horizontal de type PM 80 / 7A et une (01) autre de secours de même type.
- La station de reprise qui se trouve à la cote 662 m comprend une (01) pompe multicellulaire à haute pression à axe horizontal de type PM 100 / 5A et une autre de secours de même type.

Chapitre VI : Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction

La protection contre le régime transitoire est doit être effectuée pour les canalisations en contact avec la terre et fonctionnent en refoulement ou en charge à écoulement gravitaire ce phénomène transitoire qui s'avère être d'une brutalité sans pareil affectant les tuyaux et pouvant entraîner leurs rupture.

Dans ce présent chapitre nous allons étudier les moyens propres à limiter les effets du coup de bélier sur les canalisations.

VI.1. PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

VI.1.1. Définition

Le coup de bélier ou les régimes transitoires sont des phénomènes complexes qu'il n'est pas possible de traiter de façon détaillée dans le cadre restreint de cette étude. Les régimes transitoires dépendent directement de variations brutales de la vitesse d'écoulement dans la conduite. Ces variations de vitesse sont à l'origine de variations de pression (également appelées coups de bélier) qui peuvent être positives ou négatives [01][04].

VI.1.2.Origines des coups de bélier

Les régimes transitoires ou coups de bélier ont des causes très diverses, à titre d'exemple on peut citer :

- disjonction électrique,
- manœuvre rapide d'ouverture ou de fermeture d'un robinet-vanne
- fin de remplissage d'une conduite,
- implosion d'une poche de cavitation,
- arrêt et démarrage d'une pompe.
- 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.

Dans le cas d'une station de pompage, les régimes transitoires les plus dangereux sont consécutifs à une disjonction électrique (ou panne de courant).

Il est rappelé que, dans le cas d'une disjonction électrique, la présence d'une variation de vitesse électronique ou de démarreur-ralentisseur électronique est sans effet sur les régimes transitoires et ne dispense pas, en conséquence, de l'étude et de l'installation de la protection anti-bélier.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

VI.1.3. Amplitude des coups de bélier

L'amplitude maximale des coups de bélier, H, en absence de protection, est donnée par la formule d'Allievi (comptée à partir du niveau statique) : $\Delta H = a \times \Delta V_0 / g$

Avec a : célérité des ondes, ΔV_0 : variation de vitesse et ΔH : surpression en mce.

g accélération de la pesanteur = 9,81 m/s².

Exemple : Conduite en fonte : a = 1100 m/s, $\Delta V_0 = 1$ m/s,

La variation maximale de pression est alors de $\Delta H = 112$ mce, soit 11 bar.

Cette formulation est valable si le temps T de la variation de vitesse est suffisamment court pour une longueur de conduite L ($T < T_0$ avec $T_0 = 2 L/a$ temps d'aller-retour des ondes).

NOTA : La valeur maximale des coups de bélier est ainsi directement proportionnelle, d'une part à la variation de vitesse et d'autre part à la célérité des ondes (elles-mêmes dépendantes du type de matériaux de la conduite). Par ailleurs, plus la conduite est longue, plus celle-ci sera sensible au coup de bélier.

Dans le cas de manœuvre lente ($T > 2 L/a$), l'amplitude des coups de bélier est toujours proportionnelle à la variation de vitesse, mais inversement proportionnelle au temps de coupure du débit (ou au temps de manœuvre des équipements).

D'une manière générale, plus la vitesse d'écoulement est faible, moins important est le coup de bélier.

VI.1.4. 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 10mce, 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.1.5. 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 (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 (L/a) c'est-à-dire à $(2L/a)$ 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 (L/a) c'est-à-dire à $(3L/a)$. 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 (L/a) c'est-à-dire à $(4L/a)$. 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 $(4L/a)$.

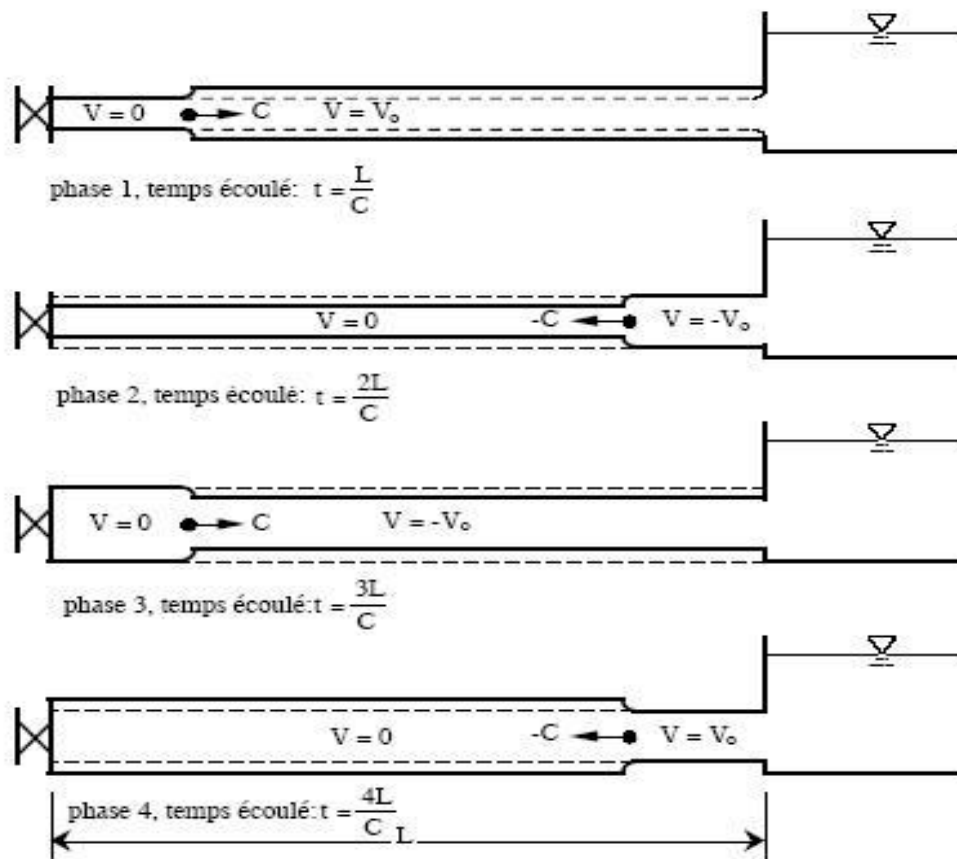


Figure VI.1 : Schéma des quatre phases du coup de bélier.

VI.1.6. Protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier

Tout comme les conduites en refoulement, les conduites gravitaires sont elles aussi menacées par les effets néfastes du coup de bélier et de la surpression qui est due au choc des particules liquides à la paroi du robinet vanne, alors l'énergie cinétique se transforme en énergie de déformation et puisque l'eau est incompressible donc la déformation est transmise à la conduite et le coup de bélier est né, et la conduite se dilate et le phénomène transitoire se propage instantanément sur toute la conduite via une onde de célérité C (m/s) et alors cette déformation se propage à l'amont de la conduite et qui constitue un danger pour la conduite.

Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite. Dans le chapitre IV intitulé l'étude des réservoirs, pour le dimensionnement du réservoir tampon on a choisi un robinet vanne à opercule à fermeture lente d'une durée de 0.5 h, ce qui nous emmené à traiter dans ce chapitre si ce temps est amplement suffisant pour la dissipation totale de l'onde du phénomène transitoire.

La célérité de l'onde étant été calculée via la formule améliorée de Mr. B. SALAH.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - \nu_m^2) \times (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \nu_s)}}};$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \times 10^9$ Pascal ;

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 3 \times 10^9$ Pa ;

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal ;

ν_m : coefficient de poisson du matériau. $\nu_m = 0,46$ (PEHD) ;

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0,33$;

e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 0,0146$;

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Tableau VI.1. Les caractéristiques

Tronçon	Dext (mm)	e (mm)	Dint (mm)	L (m)	Hg (m)	Vitesse (m/s)
Réservoir (5000 m ³)-SP1	125	11.4	102.2	636.5	33.21	1.93

Tableau VI.2. Calcul de célérité d'onde

Tronçon	K (Pa) (x10 ⁹)	P (Kg/m ³)	a (m)	ν_μ	ν_σ	Es (Pa) (x10 ⁸)	Em(Pa) (x10 ⁹)	em(m)	C (m/s)
Réservoir SP1	2,07	1000	0,0511	0,46	0,33	2	3	0.0114	670.23

Et d'où la charge tenant compte du coup de bélier:

•La surpression :

$$H_s = H_g + b$$

•La dépression:

$$H_d = H_g - b$$

Avec :

$$b = C \cdot V / g$$

Tableau VI.3. Calcul de surpression et dépression

Tronçon	V_0 (m/s)	b(m)	H_g	H_s	H_d
Res-SP1	1.93	131.89	33.21	165.1	-98.68

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

$$Tr = \frac{2 \cdot L}{c}$$

Tr : temps de retour de l'onde de déformation (s).

L : longueur de la conduite (m) ;

c : célérité d'onde (m/s) ;

Tableau VI.4. Calcul du temps de retour de l'onde de déformation.

Tronçon	L(m)	C (m/s)	tr(s)
Res-SP1	636.5	670.23	2

On calcule les valeurs de la surpression pour des différents temps de fermeture de la vanne via la formule de MICHAUD :

$$b = \frac{2LV_0}{gt} ;$$

L : la longueur de la conduite (m) ;

V_0 : Vitesse d'écoulement m/s ;

t : le temps de fermeture du robinet vanne.

On vérifie la valeur de la surpression pour une durée de fermeture du robinet vanne de 0,5 h et est ce qu'elle est suffisante pour amortir l'effet du coup de bélier

Tableau VI.5. Calcul du suppression et dépression

Tronçon	L(m)	T	V0(m/s)	b(m)
Res-SP1	636.5	1800	1.93	0.14

Donc le robinet vanne choisi va remplir correctement son rôle pour la protection de la Conduite gravitaire

VI.1.7. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Réservoirs d'air :

C'est une capacité métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression a une proportion bien déterminée, qui protège les installations aussi bien contre la suppression que contre la dépression, il assure la continuité de la veine liquide sans rupture même après disjonction du groupe on le dispose à la station de pompage immédiatement à l'aval du clapet.

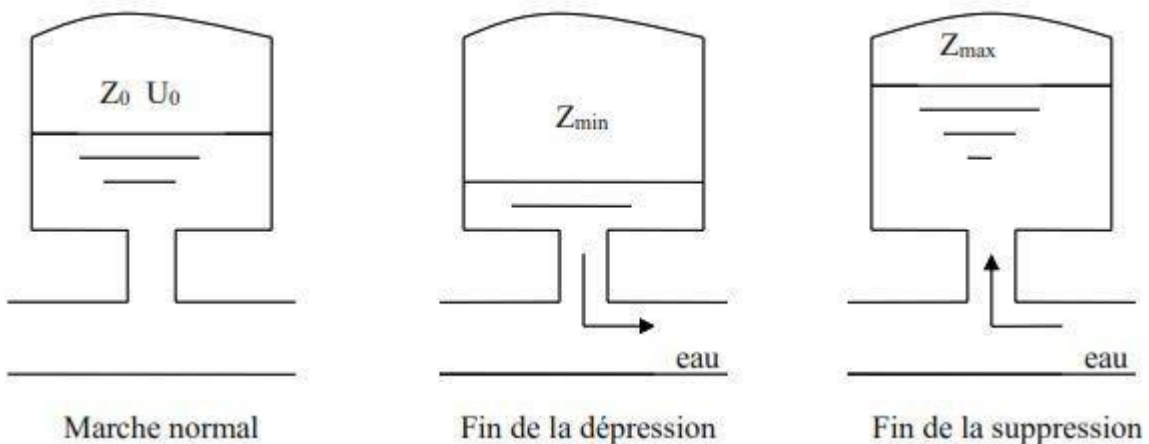


Figure VI.2 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement

b) Cheminée d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre.

Cette cheminée joue le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même

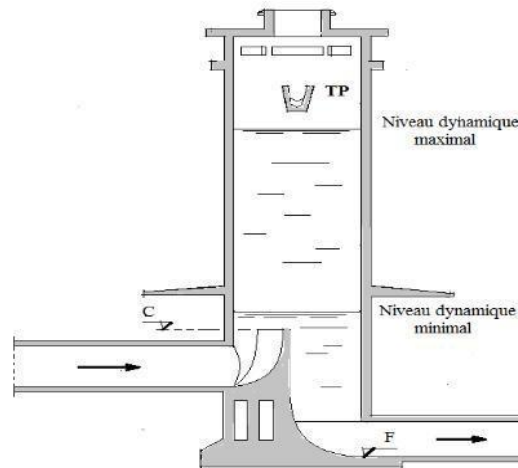


Figure VI.3 : Cheminée d'équilibre

c) Soupape de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de

Prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

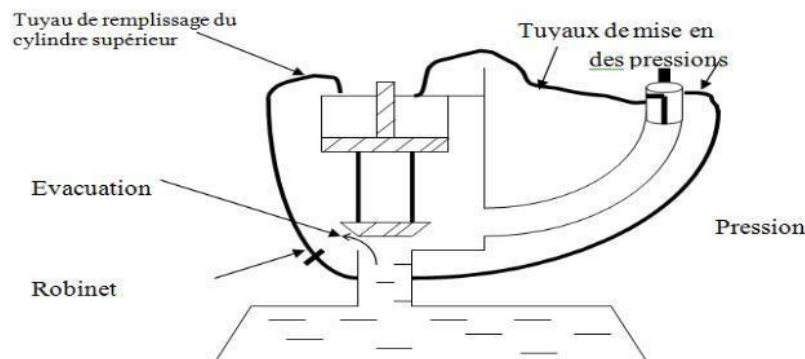


Figure VI.4 : Soupape de décharge

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.1.7.1. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air

Comme méthode de calcul, on distingue :

a) Méthode de VIBERT

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

b) Méthode de BERGERON

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

VI.1.7.2. Dimensionnement des réservoirs d'air

La célérité de l'onde élastique c'est en fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Dans le cas d'une conduite indéformable, c correspond à la vitesse de propagation du son dans l'eau. Mais lorsque l'on prend en compte la déformation de la conduite, cette vitesse de propagation diminue

Elle est donnée par la formule publiée par Mr B. SALAH suscité qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times K \times a \times (1 - \nu_m^2) \times (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - \nu_s)}}} ;$$

1. La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C * V_0}{g} ;$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s). g : l'accélération de pesanteur.

2. La charge statique absolue :

$$Z_0 = Hg + 10$$

La charge maximale absolue :

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

On a:

$$\left. \begin{aligned} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \times g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{L \times S}, \frac{Z_{\min}}{Z_0}; \text{ voir (Annexe III)}$$

A partir de $\frac{U_0}{L \times S}$, L et S, on tire U_0 , donc : $U_0 \times Z_0 = U_{\max} \times Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{\min}}$;

Avec U_{\max} est le volume du réservoir d'air en (m³).

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

Tableau VI.6. Les caractéristiques des différents tronçons de l'adduction de refoulement

tronçon	Dext (mm)	Dint (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP1-SP2	160	130.8	0.0134	1,17	4848	57.45
SP2-Rp	160	130.8	0.0134	1,17	3156	102.4

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

Tableau VI.7. Caractéristiques du sol et de matériau

K (Pa) (x10 ⁹)	P (Kg/m ³)	v _μ	v _σ	E _s (Pa) (x10 ⁸)	E _m (Pa) (x10 ⁹)
2,07	1000	0,46	0,33	2	3

Tableau VI.8. Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

tronçon	a (m)	e _m (m)	C (m/s)
SP1-SP2	0.0654	0.0146	670.36
SP2-SP3	0.0654	0.0146	670.36

Tableau VI.9. Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

N° de Station	Z0 (m)	V0 (m/s)	g (m/s ²)	Zmax (m)	Zmax/ Z0	h0 (m)	h0/Z0 (x10 ⁻⁴)	U0/L*S (x10 ⁻³)	Zmin/Z0	U0 (m ³)	Umax (m ³)
SP1	58.45	1.17	9,81	138.4	1.73	0.070	12	12	1.36	0.779	0.57
SP2	112.4	1.17	9,81	192.35	2.41	0.070	6.23	6.23	0.71	0.263	0.37

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons vu les différents moyens de protection contre le régime transitoire.

Pour notre projet, nous avons opté dans le cas d'une adduction en refoulement pour l'installation des réservoirs d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier et ce juste à la sortie des stations de pompage SP1 et SP2, ayant des capacités respectives de 600 et 400 litres d'air.

Dans le cas d'une adduction gravitaire, la protection des conduites contre le coup de bélier se fait par le calcul de la loi de manœuvre, les calculs nous donnent une durée de 0.5 h pour minimiser les effets du coup de bélier

Chapitre VII : Gestion du Projet

Introduction

Dans Ce chapitre nous allons mettre en évidence les stratégies et les méthodes à suivre pour la bonne exécution de notre projet, allant du management de ce dernier jusqu'à la protection et sécurité du travail en passant par la pose de canalisation et l'organisation du chantier.

VII.1.1. Différents travaux à entreprendre

VII.1.1.1. Travaux concernant l'adduction

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

a) 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 les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Construction des regards

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

c) 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 15cm dans notre cas.

d) Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

e) Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

f) Remblayage des tranchées

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

g) Nivellement et compactage

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.

VII.1.1.2. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

a) 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.

b) 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 :

$$l \times L \times h ;$$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$;

c) 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 10cm de gros béton au fond des fouilles.

d) Remblayage

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

e) 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 demis -poteaux et les semelles nécessitent une bétonnière à tambour

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.1.1.3. Travaux concernant la construction des réservoirs projetés

Etant donné que nos réservoirs sont du type sur sol, les principaux travaux sont :

- Fondation.
- Voile.
- Ceinture.
- Coupole.
- Lanterneau.

VII.1.1.4. Choix des engins de terrassement

Les engins que nous projetons d'utiliser sont des machines communes dans tous les chantiers de travaux publics. Ces machines réduisent considérablement le temps mis pour des opérations de terrassements. Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique.
- Un bulldozer.
- Un chargeur.
- Un vibreur de sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VII.2. Pose de canalisation

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, cependant le mode de pose est variable d'un terrain à un autre dans l'optique de diminuer l'effet des différents contraintes qui peuvent agir sur la conduite.

VII.2.1. Les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai.
- La pression résultant des charges roulantes.
- La pression résultant des charges permanentes de surface.
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- Le tassement différentiel du terrain.
- Action des racines des arbres.

VII.2.2. 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 :

$$B = D + 2 \times e ;$$

- B** : largeur de la tranchée (m).
- D** : diamètre de la conduite (m).
- e** : espacement = 25 cm

d) La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée est en générale telle que la génératrice supérieure des canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la canalisation hors gel. D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'adduction d'eau.

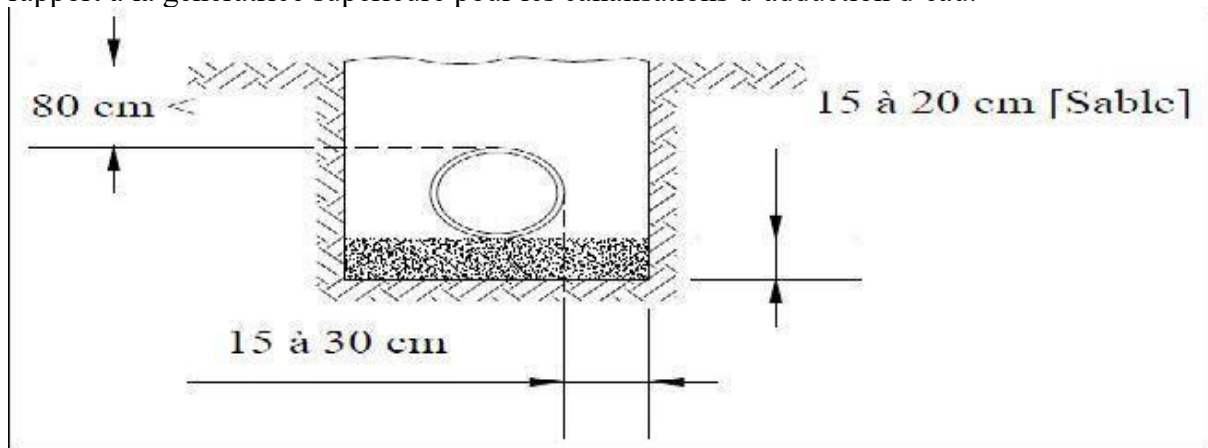


Figure VII.1 : Profondeur de tranchée

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.2.3. 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.2.4. 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.2.5. Remblaiement des tranchées

Après la pose de canalisation proprement dite, nous procédons au remblaiement on utilisant la terre déjà déblayais après élimination des pierres grossières.

VII.2.6. Le compactage

Les objectifs de compactage à atteindre sont fonction de la densité OPN (densité à l'Optimum Proctor Normal). La distance minimale entre la canalisation et l'engin de compactage est de 25 cm. Le compactage est réalisé par couches de 15 cm au minimum.

VII.3. Pièces spéciales

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 et de diamètre.
- Raccorder deux conduites.
- Soutirer les débits.

Les accessoires utilisés sont :

VII.3.1. Robinets vannes

Ce sont des accessoires qui permettent d'isoler les tronçons de la conduite en cas de problème ils sont placés tout au long de la conduite sur une distance de 500m séparant deux robinets vanne successif.

Ces dispositifs peuvent être soit :

a) Robinets-vanne à opercule

Ce sont des dispositifs de sectionnement qui doivent être ouverts ou fermés strictement. Ils sont plus encombrants que les vannes papillon. A compter d'un certain diamètre, il convient d'installer des by-pass pour équilibrer les pressions qui s'exercent des deux côtés de l'opercule lorsque la manœuvre se fait à partir de la position fermée.



Figure VII.2 : Robinet vanne à opercule

b) Vanne papillon

Ce sont des dispositifs de sectionnement et de réglage de débit à la fois, c'est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation un disque obturateur appelé papillon



Figure VII.3 : Robinets vanne papillon

Dans notre cas, nous prévoyons :

- L'installation d'un robinet vanne à opercule à:
 - Chaque 500m de la conduite de refoulement.
 - la conduite d'aspiration de chaque pompe.
 - Sur les conduites d'arrivées et de vidange des réservoirs.
- L'installation de robinets vanne papillon sur les conduites de départ du réservoir.

VII.3.2. Clapets anti-retour

C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens. il est placé à la sortie de chaque pompe.

VII.3.3. Ventouses

C'est un dispositif qui permet l'évacuation d'air dans une adduction, ces contentements d'air sont formés à la suite de points hauts et peuvent nuire la conduite et l'écoulement en lui-même en provoquant :

- Soit une diminution de la section d'écoulement.
- Un arrêt complet de l'écoulement en points hauts.
- Une diminution notable de la pression.
- Provoque un coup de bélier violent.

VII.3.4. 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.

VII.3.5. Crépines

Les crépines sont des cylindres perforés qui évitent l'entrée de particules solides dans le corps de la pompe.

VII.3.6. Joints de raccordement

Pour pouvoir réaliser l'assemblage de deux tuyaux ou d'une conduite avec un accessoire, nous devons utiliser des joints. Les joints les plus utilisés sont :

- Le joint Gibault.
- Le joint à brides.
- Le joint à emboîtement à soudure.

VII.3.7. Organes de mesure

a) Mesure de débit

Nous nous servons d'appareils qui servent à créer une contraction de la section d'écoulement qui entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. Les dispositifs les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme;
- Le venturi;

b) Mesure de pression

Les appareils utilisés pour la mesure de pression 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 l'usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations.
- **Manomètres à soufflet:** Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger du gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.

VII.3.8. Organes de raccordement

Les organes de raccordement sont:

a) Coude

Les coudes sont des organes qui permettent le changement de direction, dans la plus part des cas ils sont maintenus par des massifs de butées, ils peuvent être soit à deux emboîtement ou bien à emboîtements et à bout lisse.

b) Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents notamment à la sortie des pompes, ils peuvent être :

- à deux emboîtements.
- à deux brides.
- à emboîtement et à bride.

c) Tés

Les tés sont utilisés lors du soutirage ou de l'ajout d'un débit complémentaire à une Canalisation, ils peuvent être :

- à trois emboîtements.
- à deux emboîtements et brides.

VII.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

VII.4.1. Déblais d'excavation

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

Sachant que $S_{exc} = b * h$;

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

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} ;$$

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

VII.4.1.1. La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 ;$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VII.4.1.2. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,5 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m)

VII.4.2. Lit de sable

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur

$$V_s = b * e * L ;$$

V_s : volume du lit de sable (m³) ;

e : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

VII.4.3. Remblais compactés

Le volume des remblais égale le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_{rem} = V_{exc} - V_s - V_c.$$

$$V_s = 0,15 * b * L. \quad V_c = S * L.$$

VII.4.4. Calcul du volume de terre à évacuer

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{eva} = K_f * V_{exc} - V_{rem}.$$

K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,3$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VII.1 : Calcul des volumes pour l'adduction

Diamètre	Surface	Longueur	Htr	B	V _{exc}	V _{con}	V lit de sable	V _{rem}	V _{eva}
125	0.012	636.5	1.075	0.625	427.65	7.64	59.67	360.34	468.44
160	0.02	8004	1.15	0.66	6075	160.1	792.4	5122.5	6659.25

VII.5. Calcul du volume des travaux de la station de pompage**Tableau VII.2.**récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	fenêtres	portes	
					secondaire	principale
13.6	4.5	5.5	0,3	2.2*1.4	2.2*1.2	4.2*3.2

Poteaux : bxb = 40x40

Poutres : bxb = 40x40

VII.5.1. volumes a. Décapage

$$V_d = e \times l \times L = 0,15 \times 13,6 \times 4,5 = 9,18 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_d = 9,18 \text{ m}^3}$$

b. Excavation (Fouilles)

$$\text{Pour une fouille } V = 1,5 \times 1,5 \times 1,5 = 3,375 \text{ m}^3$$

$$\text{Pour 14 fouilles ; } V_{exa} = 3,375 \times 14 = 47,25 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{exa} = 47,25 \text{ m}^3}$$

c. Béton de propreté

Une épaisseur de 10 cm dans chaque fouille

$$V_{bp} = 1,5 \times 1,5 \times 0,1 = 0,225 \text{ m}^3$$

Pour les 14 fouilles $V_{bp} = 14 \times 0,225 = 3,15 \text{ m}^3$

$$\mathbf{V_{bp} = 3,15 \text{ m}^3}$$

d. Béton armé

- Semelles

$$V = 0,4 \times 1,5 \times 1,5 = 0,9 \text{ m}^3, V_s = 14 \times 0,9 = 12,6 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_s = 12,6 \text{ m}^3}$$

- Demi – poteaux

$$V = 0,4 \times 0,4 \times 1 = 0,16 \text{ m}^3$$

$$V = 0,16 \times 14$$

$$\mathbf{D_p = 2,24 \text{ m}^3}$$

- Chape inférieure

La chape inférieure à une épaisseur de 7cm,

$$\text{on aura : } V = (3.48 \times 3.4 \times 10) \times 0.07 = 8.28 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{cinf} = 8.28 \text{ m}^3}$$

- **Poteaux**

$$V = 5,5 \times 0,4 \times 0,4 = 0,88 \text{ m}^3 ; \text{ donc pour 14 poteaux est : } V_p = 14 \times 0,88 = 12.32 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_p = 12.32 \text{ m}^3}$$

- **Chape supérieure**

$$V = (13.5 \times 4.5) \times 0.07 = 8.09 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{cs} = 8.09 \text{ m}^3}$$

e. Remblai

Ce volume correspond à un volume d'un remblai bien compacté. Volume de remblais des fouilles :

$$V_{rf} = 14 \times [(1.5 \times 1.5 \times 1.1) - (0.4 \times 0.4 \times 1.1)] = 41.38 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{rf} = 41.38 \text{ m}^3}$$

Volume de remblais des cases:

$$V_{rf} = (1 \times 5.5) - (13.24 + 8.2) = 86.06 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{rc} = 86.06 \text{ m}^3}$$

f. Maçonnerie

- **Maçonnerie mur**

On utilise le type de briques : Briques (30x20x10) $S_i = 0,06 \text{ m}^2$

Surface du mur $S = 2 \times 5,5 \times (13.6 + 4.5) = 291.5 \text{ m}^2$ $N_b = 291.5 / 0,06 = 4859$ briques.

Nombre de brique qu'il faut commander est : $N_b + 100 = 100 + 4859 = 4959$ briques.

- **Maçonnerie du niveau du demi-poteau a la poutre inférieure**

$S = 0,9 \times 2 \times (13.5 + 4.5) = 47.7 \text{ m}^2$ $N_b = 47.7 / 0,06 = 795$ briques.

$$\mathbf{Nb_{tot} = 4959 + 795 = 5754 \text{ briques}}$$

Tableau VII.3. les travaux de la station de pompage.

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité
1	Décapage	m^3	9.18
2	Excavation	m^3	60.75
3	Remblai compacté	m^3	171.94
4	Béton de propreté	m^3	4.05
5	Béton Armé	m^3	74.56
6	Béton armé de la chape sup	m^3	11.2
7	Maçonneries	Unité	6074

Tableau VII.4. Devis des différents travaux de la station de pompage.

Travaux	Quantité (M³ /unités)	Prix unitaire (DA)	Montant(DA)
Décapage	9.18	142	1303.70
Excavation	60.75	348	21141
Remblai compacté	171.94	400	68776
Béton de propreté	4.05	656	2656.8
Béton armé	74.56	32000	2385920
Béton armé de la chape sup	11.2	32000	358400
Maçonneries	6074	23	139702
			TOTAL : 3167493.5

Tableau VII.5.Devis des différents travaux de réservoir.

Travaux	Quantité (M³)	Prix unitaire (DA)	Montant(DA)
Décapage	14	142	1988
Excavation	50	348	17400
Béton de propreté	25	656	16400
Béton armé	65.5	32000	2096000
			TOTAL : 2131788

VII.6. Définitions des tâches et leurs durées

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau

Tableau VII.6: temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (j)
A	Exécution des tranchées « station de pompage - Réservoir tampon »	40
B	Exécution des tranchées «Réservoir tampon-réservoir de stockage»	60
C	Pose du lit de sable « station de pompage - Réservoir tampon »	8
D	Pose du lit de sable «Réservoir tampon-réservoir de stockage»	12
E	Pose de la canalisation « station de pompage - Réservoir tampon »	25
F	Pose de la canalisation «Réservoir tampon-réservoir de stockage»	40
G	Remblayage des tranchées « station de pompage - Réservoir tampon »	7
H	Remblayage des tranchées «Réservoir tampon-réservoir de stockage»	10

VII.7. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de l'adduction dans le tableau VIII.5

Tableau VII.7 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

opérations	précède	succède
A	BC	--
B	D	A
C	DE	A
D	F	BD
E	FG	C
F	H	DE
G	H	E
H	--	FG

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la (figure VIII.1) où les dates de commencement et de finitions au plutôt, les dates de commencement et de finitions au plus tard, les marges totales et les temps de réalisation sont mentionnés

Les flèches rouge portées sur la figure VIII.1 représentent le chemin critique du réseau

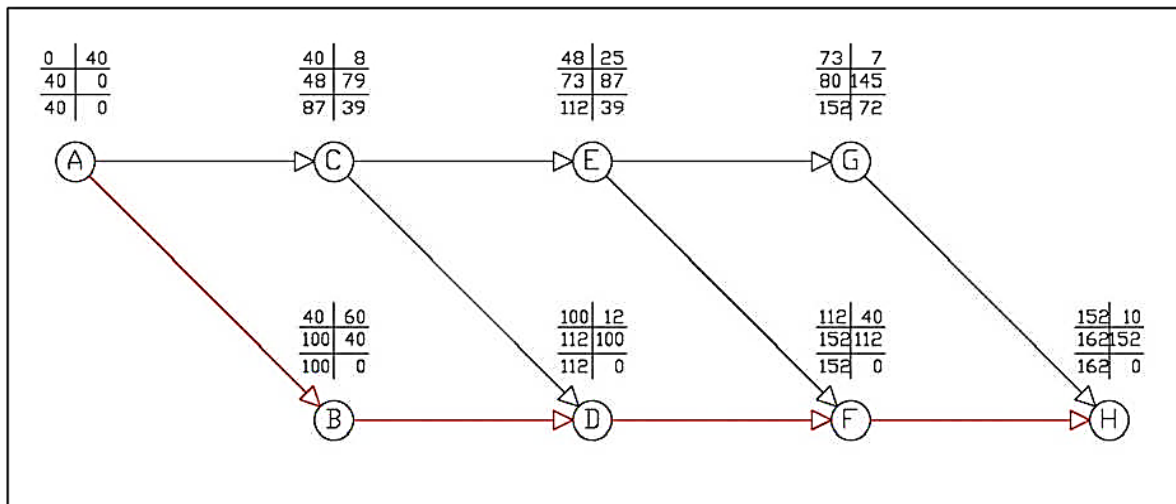


Figure VII.4 : Réseaux à nœuds (méthode CPM) de l'adduction

Conclusion

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 162 jours
 Par la suite nous avons dressé le réseau d'exécution des travaux, et nous avons trouvé une période de réalisation de 437 jours, à l'environ de 15 mois.

VII.8. Protection et sécurité du travail

Introduction

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur les plans financiers ; production et surtout humain.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera donc la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage,

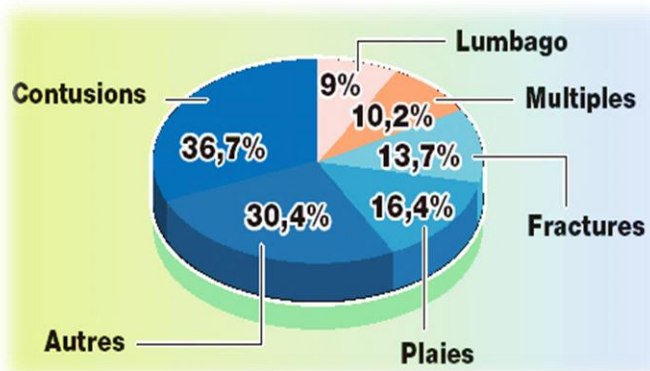


Figure VII.05: Pourcentage des différentes natures d'accident.

VII.8.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs [13].

VII.8.1.1. Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VII.8.1.2. Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

VII.8.2. Les conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception, dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

VII.8.3. Les actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

VII.8.4. Mesure préventive pour éviter les causes des accidents

L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées [13].

VII.8.4.1. Les partenaires de la prévention

a) Dans l'entreprise

- Le chef d'entreprise est le seul responsable de la sécurité
- Le service médical : médecin du travail, infirmières du travail, technicien hygiène et sécurité...
- Le service de sécurité dans les grandes entreprises.

- Le comité d'entreprise et les délégués du personnel.
- b) En dehors de l'entreprise**
- Le service de prévention
- Les comités techniques régionaux qui ont un pouvoir financier,
- Les instituts de médecine du travail et les consultations de pathologie professionnelle
- L'inspection du travail,
- Certains organismes agréés par le ministère du travail.

VII.8.4.2. Prévention technique

a) Prévention collective

Elle doit toujours être mise en œuvre en premier lieu. C'est l'employeur, avec le service de sécurité, et conseillé par le médecin du travail, qui organise la prévention dans le cadre de la législation en vigueur afin d'empêcher que l'accident se produise à nouveau en détectant les risques. Les moyens possibles sont nombreux :

- Prévention intégrée : c'est la prévention de conception qui supprime l'existence du risque en installant dès la conception des dispositifs de protection et de sécurité sur les engins et machines dangereuses.
- Entretien des engins
- Contrôle et certification de conformité des engins.
- La signalisation dans l'entreprise doit être évidente et connue de tous, utilisation des couleurs de sécurité (rouge, orange, vert), isolement des zones dangereuses (barrières, écrans, cartons).
- Contrôle régulier du fonctionnement et entretien des systèmes de sécurité.
- Amélioration des techniques de travail : étiquetage des produits, travail en vase clos, aspiration des vapeurs et des poussières, remplacement d'un produit dangereux par un autre quand c'est techniquement possible.
- Amélioration des ambiances de travail (éclairage, bruit, empoussièremment, ambiance thermique)
- Contrôle des matériaux : obligation est faite aux fabricants, importateurs et vendeurs de fournir à l'entreprise toute information sur les produits nouveaux.
- Affichage des consignes de sécurité et du règlement intérieur de l'entreprise. Education sanitaire et développement des facteurs d'hygiène contribuant à la prévention : interdiction de boire, manger et fumer sur les lieux de travail, hygiène stricte (lavage des mains, douches).

b) Prévention individuelle

Elle ne supprime pas le risque mais elle permet au travailleur de le connaître, de l'éviter ou de s'en protéger. Elle repose sur la formation et les protections individuelles.

Formation des salariés à la sécurité

La formation à la sécurité est sous la responsabilité du chef d'entreprise avec la coopération du service de sécurité (quand il existe) et du médecin du travail. Le temps passé à la formation à la sécurité est payé comme un temps normal de travail et se passe durant les heures de travail.

Elle est obligatoire dans le mois suivant l'embauche ou en cas de changement de poste. Elle passe par l'instruction générale au cours de la scolarité puis par l'enseignement spécifique lors de la formation professionnelle ; elle enseigne les consignes et les gestes de sécurité, ainsi que la conduite à tenir face à un autre salarié victime d'un accident du travail ou d'une intoxication. Elle doit être renouvelée périodiquement. On procède aussi à des formations spécialisées pour les sauveteurs-secouristes du travail.

Protections individuelles

Elles sont moins fiables que la protection collective et ne devrait être mises en œuvre que lorsque celle-ci est impossible. La protection individuelle reste souvent indispensable. Elle n'est pas toujours respectée par le salarié ou mise à disposition par l'employeur.

- Combinaisons étanches ou spécifiques à certains risques (Casques de protection contre les objets pouvant tomber),
- Protection des mains : gants, crèmes protectrices, produits de nettoyage spécifiques non nocifs.
- Chaussures de protection (semelle épaisse, antidérapante, avec coquille métallique de protection des orteils)
- Lunettes de sécurité (UV, chaleur, projection de débris)
- Protecteurs auditifs (casques antibruit, bouchons d'oreille)
- Masques et cagoules anti-poussières ou contre les gaz
- Moyens de protection anti-chutes

VII.8.4.3. Prévention médicale (Les missions du médecin du travail)

Les préventions suivre sont [13] :

a) Examen clinique, éventuels examens complémentaires

Le médecin du travail doit s'attacher à dépister les contre-indications médicales à certains postes lors de la visite d'embauche et des visites systématiques, comme par exemple :

- postes dangereux comportant un risque pour le salarié avec une législation particulière
- poste de sécurité avec risque pour le travailleur ou pour les autres salariés, recherche d'épilepsie, diabète, problème cardiaque, examen psychotechnique...

En aucun cas, le médecin du travail ne doit accepter un risque grave pour le travailleur lui-même et pour son entourage.

b) Information du salarié par le médecin du Travail

Elle porte :

- sur les risques encourus et les précautions à prendre. Cette information doit précéder la prise de poste et être renouvelée régulièrement à chaque visite médicale ou lors de la visite des lieux de travail.
- sur les résultats des analyses biologiques de surveillance, lors de l'exposition à des risques particuliers (plomb, benzène, rayonnements ionisants...). Le salarié doit être également informé des mesures de prévention et des contrôles effectués dans les locaux de travail.

VII.8.4.4. Prévention pour les conducteurs d'engin

- Lire la notice d'utilisation de l'engin.
- Déterminer l'ordre des opérations en respectant les plans et cahiers des charges.
- Contrôler la machine avant et après démarrage.
- Adapter l'équilibre de l'engin et la tâche (creuser, saisir, lever, pousser, charger).
- Déblayer le terrain.
- Procéder au nivellement selon les situations dans toutes les dimensions (cotes) définies.
- Creuser des tranchées selon les indications topographiques.
- Remblayer à la surface ou en profondeur (une fouille).
- Réaliser un talus d'après des gabarits.
- Remplir une fiche technique d'intervention.
- Prendre les mesures de sécurité assurant la protection individuelle et collective.
- Assurant la maintenance de premier niveau des outils et du matériel.

Conclusion

L'environnement de travail contribue au développement et à une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est impératif de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. Ainsi donc on peut gagner sur le plan financier et offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des ouvrages.

A cet effet, il convient d'accorder davantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement. Toilette lavabo.

Conclusion générale

Conclusion Générale

Ce mémoire de fin d'études a été dédié à l'étude d'adduction en eau potable de la commune de Saneg à partir de réservoir (**5000 m³**). Tous les aspects nécessaires à la réalisation d'un tel projet ainsi que son aspect environnemental ont été abordés.

L'étude a été faite compte tenu du besoin et du caractère indispensable de l'eau dans cette région, et ce, pour un horizon de **25 ans**.

L'importance des besoins en eau estimés par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de **1140.74 m³/j**

Les ouvrages de stockage sont dimensionnés selon les besoins en eau estimés à l'horizon afin ou on doit projeter un réservoir de stockage avec une capacité de **150 m³** au centre-ville.

Concernant le tracé, nous avons essayé de suivre la route parce que le terrain est accidenté.

La protection de ce réseau est prise en considération pour augmenter la durée de la vie de ce dernier, elle consiste à faire la protection contre le régime transitoire, c'est la projection de réservoir d'air pour la partie refoulement.

On espère que cette étude va contribuer au remède du maximum des problèmes rencontrés et en souhaitant qu'elle présente un support important pour l'exécution du projet d'alimentation en eau potable de la commune de Saneg.

Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. A. DUPONT « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977
2. A. LENCASTRE « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1983
3. B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1993
4. DJEMATE MOHAMMED, «Mémoire de fin d'étude de l'Adduction du centre urbain MALAAB à partir des réservoirs (2x 3000 m³) W.Tissemsilt
5. GILBERT CAS TANY : hydrogéologie principe et méthode, 2eme cycle, Paris 1998
6. M. CARLIER « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972
7. M.BOUSLIMI «Notes de cours alimentation en eau potable», 2004
8. Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement, Tome I
9. Google earth
10. A.G.H.T.M Paris 1982 « les stations de pompage », édition Technique et Documentation,
11. MOHELLEBI N, « la ville nouvelle : outil de planification urbaine de l'agglomération algéroise cas de Bouinan », USTHB 2010

Annexes

Tableau : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	< 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	> 100000	Aggl.de type rural
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	5.6	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	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source (ouvrage d'AEP D'ABRAMOV)

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

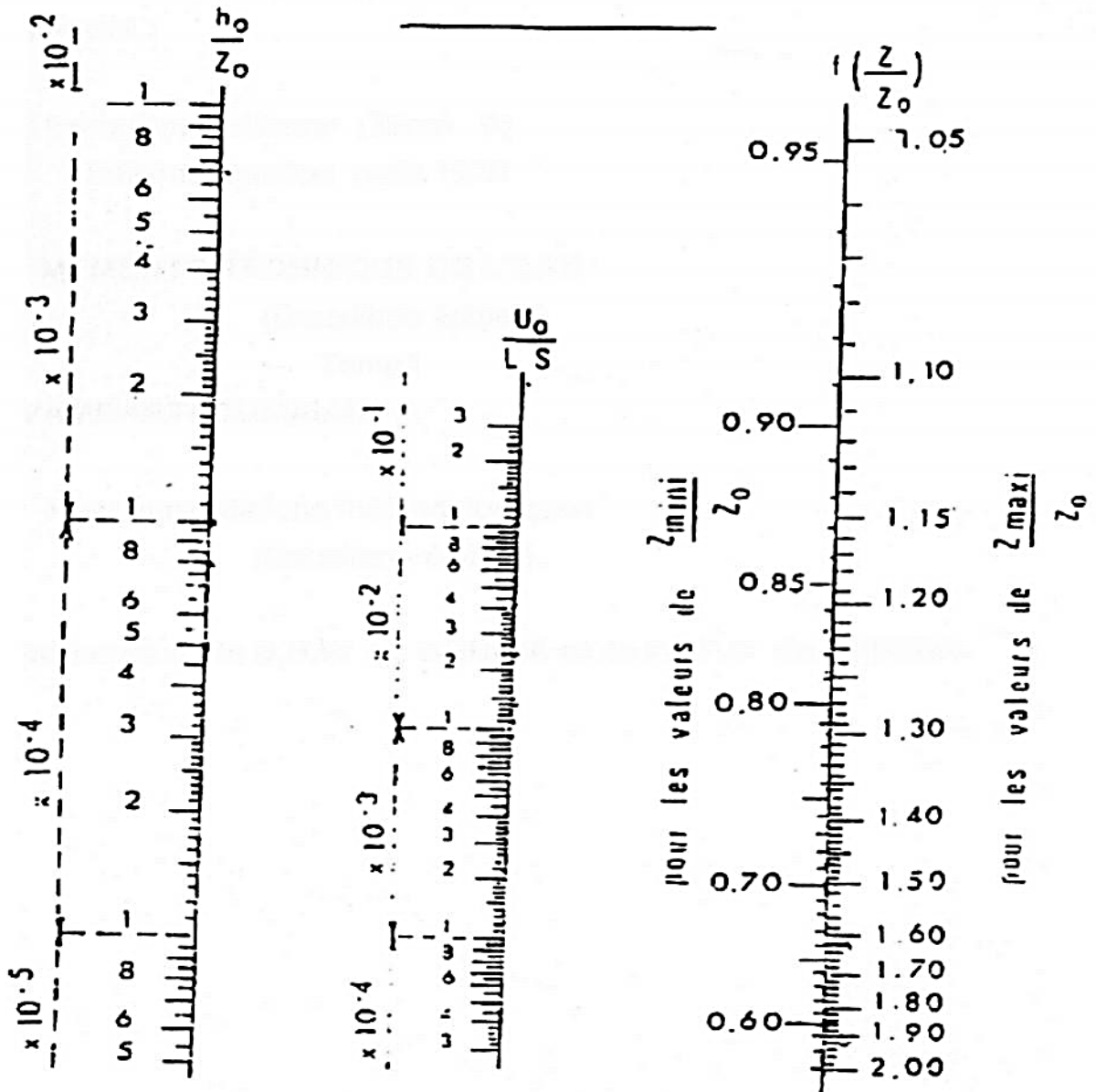


PLANCHE XXVII