

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 du système d'alimentation en eau potable du complexe touristique " Aqua parc " (w. Biskra) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0026-20

APA Citation (APA توثيق):

Torki, Elkhansa (2020). Etude du système d'alimentation en eau potable du complexe touristique " Aqua parc " (w. Biskra)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بنه 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.

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The MujahidAbdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرابوي"

ⵎⵓⵔⵉⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉ ⵙⵉⵎⵓⵏⵉ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Conception des systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**Etude du système d'alimentation en eau potable du complexe
touristique « Aqua parc » (W.Biskra)**

Présenté par :

TORKI Elkhansa

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
BOUFEKANE Abdelmadjid	M.C.A	Président
MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examineur
HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Examineur
KAHLERRAS Djilali	M.C.B	Promoteur

Session Novembre 2020

Remerciements

En tout premier lieu , nous remercions « Dieu »le tout puissant qui nous a donné la sagesse ,santé et force pour faire ce modeste travail.

*C'est avec un grand plaisir que j'exprime ma profonde gratitude et mes sincères Remerciements à mon promoteur: **Mr KAHLERRAS Djilali** . Je lui exprime ma reconnaissance pour ses précieux conseils qui m'ont permis de bénéficier de son expérience et d'acquérir de nombreuses connaissances tout le long de ce travail.*

Également mes sincères remerciements à :

Mr.BOUFEKANE Abdelmadjid

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

Aux membres de jury :

Mr.HACHEMI Abdelkader et Mme.MOKRANEWahiba.

Qui m'ont fait l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

*L'expression de ma haute reconnaissance à **Mr T.MABROUKI**, ingénieur d'état en hydraulique, ex étudiant à l'ENSH,pour l'aide qu'il m'a apportée dans mon travail.*

Toute ma reconnaissance est adressée à tous les enseignants et le personnel de l'école nationale supérieure de l'hydraulique qui ont contribué à ma formation.

Elkhansa

Dédicaces

Que ce travail témoigne de mes respects à :

Mes parents

Dédié à l'âme de mon père ,que Dieu ait pitié de lui, et à ma chère mère qui m'ont appris à tenir la plume et à écrire ces mots, je m'incline devant vous tous mes respects et appréciation, je prie le bon dieu de la bénir ,de veiller sur elle , en espérant qu'ils seront toujours fiers de moi.

A mes frères et sœurs

Housseem, Sabrina,khawla,Hadjer,badiss,Rayane,Younes et la petite Chams et ma belle sœurMouna

Je prie dieu de vous bénir une vie pleine d'amour, succès et du bonheur, J'espère que chacun de vous réussira dans son domaine, que dieu vous protège, je suis tellement fière de vous.

A Aimen Abdelouahed

Tous les mots ne suffisent pas pour exprimer à quel point je suis reconnaissante, et merci de m'avoir supporté dans mes difficiles moments ,d'être à mes côtés ,merci d'être dans ma vie.

A ma deuxième famille

Je remercie infiniment ma belle mère et mon deuxième papa Abdelkarim pour leurs courage ,soutien et énergie qui m'ont aidé à poursuivre mon travail.
Mes beaux frèresAchraf ,Amdjed et Anouar,Et belles sœurs Amani et Amel.

A mes deux anges Ayane et Bidjed

A ma princesse Elia

A mes proches amies Rima ,Razika et Chaima

Ma gratitude et mes sincères remerciements pour leur soutien, leurs encouragements et les bons moments qu'on a partagé.

Elkhansa

العمل المنجز في إطار مذكرة نهاية الدراسة يهدف إلى تغطية حاجيات المركب السياحي "اكوا بارك" المتواجد بمدينة بسكرة، ولهذا قمنا بدراسة عملية نقل مياه الشرب، والتي مصدرها بئرين، من محطة ضخ والتي بدورها تدفع المياه من جهة إلى سبعة حمامات سباحة الموجودة على مستوى المركز المائي، ومن ناحية أخرى لخزان التوزيع مع ضمان النوعية الجيدة والكمية الكافية.

Résumé

Notre travail de mémoire de fin d'étude a pour objectif une étude descriptive nécessaire pour le transfert de l'eau potable, à partir de deux forages, d'une station de pompage, qui à son tour fait refouler de l'eau, d'une part aux sept piscines existantes, et d'autre part au réservoir de distribution, en assurant la bonne qualité et la quantité suffisante pour satisfaire tous les besoins en eau potable dans le centre aquatique « Aqua parc » de la ville de Biskra.

Abstract

Our final studies project work serves the purpose of a descriptive study necessary for the transfer of drinking water, from two boreholes, to a pumping station, which in turn pushes back water, to the seven existing swimming pools, as well as to the distribution tank, ensuring good quality and sufficient quantity to meet all drinking water needs in the aquatic center "Aqua-park" of the city of Biskra.

Sommaire

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	3
I.1.Situation Géographique	3
I.2.Situation topographique.....	4
I.3.Situation Géologique et Hydrogéologique.....	4
I.3.1. Situation Géologique	4
I.3.2.Situation hydrogéologique	4
I.4.Situation climatologique.....	5
I.5.Situation Hydraulique.....	8
Conclusion.....	8

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	10
II.1.Répartition de la population.....	10
II.2.Estimation de la population future.....	10
II.3.Estimation des besoins en eau.....	11
II.4.Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommation.....	12
II.5.Récapitulation des besoins en eau du complexe.....	14
Conclusion.....	15

Chapitre III : Variation de la consommation en eau

Introduction.....	17
III.1.Variation de la consommation.....	17
III.2.Etude de la variation des débits journaliers.....	17
III.3.Etude de la variation des débits horaires.....	19
Conclusion	22

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Introduction.....	24
IV.1.Type d'adduction	24
IV.2.Principe du choix du tracé.....	24
IV.3.Etude des variantes	25
IV.4.Choix du matériau de la conduite	25
IV.5.Etude technico-économique de l'adduction	26
IV.6.Pertes de charge	26
IV.7.Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	27
IV.8.Puissance absorbée par la pompe	28
IV.9.Energie consommée par la pompe	28
IV.10.Prix d'énergie (Frais d'exploitation).....	29
IV.11.Frais d'Amortissement	29
IV.12.Calcul du diamètre économique.....	29
IV.14. Equipement en ligne	31
Conclusion.....	32

Chapitre V: Etude du pompage

Introduction.....	34
V.1.Définition.....	34
V.2.Choix des pompes.....	34
V.3. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données.....	39
V.4. Accessoires du collecteur d'aspiration et de refoulement	39
V.5.Etude de la cavitation	43
V.6.Calage de la pompe.....	44
V.7. Choix du moteur électrique.....	45
V.8. Dimensionnement des bâtiments des stations.....	46
Conclusion.....	49

Chapitre VI: Réservoirs

Introduction.....	51
VI.1. Fonctions des réservoirs	51
VI.2. Prescriptions sanitaires	51
VI.3. Classification des réservoirs	52
VI.4.Château d'eau.....	53
VI.5. Capacité de la cuve.....	53
VI.6.Calcul du volume de la cuve par la méthode analytique.....	53
IV.7. Choix du type du château d'eau.....	56
IV.8. Emplacement des châteaux d'eau	57
IV.9. Equipements des réservoirs	57
V.10.Hygiène et sécurité.....	62
Conclusion.....	62

Chapitre VII:Réseau de distribution

Introduction.....	64
VII.1. Les différents types de réseaux	64
VII.2. Conception d'un réseau de distribution.....	65
VII.3. Choix du matériau des conduites.....	64
VII.4. Principe du calcul d'un réseau ramifié.....	66
VII.5. Calcul hydraulique du réseau.....	66
VII.6. Calcul du réseau par logiciel EPANET.....	71
VII.7.Équipement du réseau de distribution	77
Conclusion	78

Chapitre VIII: Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction.....	80
VIII.1.Définition du Coup de bélier.....	80
VIII.2.Les causes du coup de bélier.....	80
VIII.3. Risques dus aux coups de bélier.....	81
VIII.4 .Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier.....	81
VIII.5. Calcul des réservoirs d'air.....	84
VIII.6.Dimensionnement du réservoir d'air par la méthode se Vibert.....	86
Conclusion	88

Chapitre IX: Organisation du chantier et sécurité du travail

Introduction.....	90
IX.1. Différents travaux à entreprendre.....	90
IX.2. Calcul des volumes des travaux.....	92
IX.3. Calcul des coûts des travaux.....	101
IX.3. Engins.....	103
IX.4. Planification des travaux	104
IX.5. Protection et sécurité du travail.....	110
Conclusion.....	112
Conclusion générale.....	113

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

- Tableau I.1:** Description géologique et Hydrogéologique du site .
Tableau I.2 : caractéristiques de la station de mesure.
Tableau I.3 : températures moyennes mensuelles (1992-2012)
Tableau I.4 : précipitations moyennes mensuelles (1992-2012)
Tableau I.5 : répartition saisonnière de précipitation
Tableau I.6: Vitesses moyennes des vents enregistrées à la station de Biskra (1992-2012).

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

- Tableau II.1 :** Evolution de la population
Tableau II.2 : Les besoins domestiques.
Tableau II.3 : Les besoins en eau publics.
Tableau II.4 : Les besoins administratifs.
Tableau II.5 : Les besoins sanitaires.
Tableau II.6 : Les besoins socioculturels.
Tableau II.7: Les besoins commerciaux.
Tableau II.8: Jardins et espaces verts.
Tableau II.9: Volumes des piscines.
Tableau II.10: Récapitulation des besoins en eau du complexe.

Chapitre III : Variation de la consommation en eau

- Tableau III.1:** Récapitulatif de la consommation maximale journalière
Tableau III.2: Récapitulatif de la consommation minimale journalière
Tableau III.3 : Répartition des débits horaires .

Chapitre IV: Etude de l'adduction

- Tableau IV.1:** temps de remplissage des piscines.
Tableau IV.2 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour l'adduction SP-Château
Tableau IV.3 : Calcul des Frais d'exploitation
Tableau IV.4: Calcul des frais d'amortissement
Tableau IV.5: Bilan
Tableau IV.6 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour l'adduction SP-PIS

Chapitre V: Etude du pompage

- Tableau V.1:** Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre
Tableau V.2: Courbe caractéristique de la conduite de refoulement
Tableau V.3: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température
Tableau V.4: Coefficient de correction en fonction de la puissance

Tableau V.5 Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Chapitre VI: Réservoirs

Tableau VI.1 : Calcul de la capacité de réservoir

Chapitre VII: Réseau de distribution

Tableau VII.1 : récapitulatif des débits de calcul pour ce cas de pointe.

Tableau VII.2 : calcul des débits aux nœuds : cas de pointe

Tableau VII.3: Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+ incendie.

Tableau VII.4 : Diamètres avantageux en fonction des débits limites

Tableau VII.5: Détermination des diamètres avantageux

Tableau VII.6: Calcul des paramètres hydrauliques et géométriques des tronçons

Tableau VII.7: Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds.

Tableau VII.8: Calcul des paramètres hydrauliques et géométriques des tronçons

Tableau VII.9: caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds.

Chapitre VIII: Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau IIX.1 : les caractéristiques de l'adduction par refoulement

Tableau IIX.3 : Récapitulatif des résultats obtenus

Tableau IIX.3 : calcul du volume du réservoir d'air

Tableau IX.1: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Tableau IX.2 : Volumes de travaux d'une seule station de pompage

Chapitre IX: Organisation du chantier

Tableau IX.1: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Tableau IX.2 : Volumes de travaux d'une seule station de pompage

Tableau IX.3: Calcul du volume des déblais

Tableau IX.4: Calcul du volume du lit de sable

Tableau IX.5: Calcul du volume de la conduite.

Tableau IX.6 : Volumes des travaux d'adduction

Tableau IX.7: Calcul du volume du béton armé du réservoir

Tableau IX.5 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre

Tableau IX.9: Volumes de travaux du réservoir de capacité de 250 m³

Tableau IX.10: Coût des travaux de la station de pompage

Tableau IX.11 : Coût des travaux de l'adduction.

Tableau IX.12: Coût des travaux du réservoir de distribution 250m³.

Tableau IX.13: Bilan des coûts

Tableau IX.14: temps de réalisation de l'opération de la station de pompage

Tableau IX.15 : temps de réalisation des opérations du réservoir

Tableau IX.16 : temps de réalisation des opérations de l'adduction

Tableau IX.17 : tâches qui précèdent et succèdent chaque opération de la station

Tableau IX.18 : tâches qui précèdent et succèdent chaque opération de l'adduction

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

- Figure I.1** : Plan de situation de la zone d'étude. **Source** : Google Earth.
Figure I.2 : carte de zonage sismique en Algérie.
Figure I.3 : Carte des ressources en eau souterraines de la wilaya de Biskra : nappes moyennement profondes (30à500 m).ANRH, 2000.

Chapitre III : Variation de la consommation en eau

- Figure III.1**: Graphique de consommation en eau dans le complexe.
Figure III.2 : Graphique de consommation d'arrosage.
Figure III.3: Graphique de consommation totale en eau dans le complexe.
Figure III.4 : Courbe intégrale de la consommation totale du complexe touristique.

Chapitre V: Etude du pompage

- Figure V.1**:Dimensions de la pompe choisis.
Figure V.2:Courbes caractéristiques de la pompe.
Figure V.3 : point de fonctionnement des pompes
Figure V.4: les équipements en amont.
Figure V.5 : les équipements en aval.

Chapitre VI: Réservoirs

- Figure VI.1** : Arrivée de la conduite d'adduction par le bas
Figure VI.2 : Conduite de départ
Figure VI.3 : Conduite de trop plein et de vidange
Figure VI.4. Equipement de réservoir

Chapitre VII: Réseau de distribution

- Figure VII. 1** : Représentation schématique d'un réseau d'alimentation
FigureVII.2: Vitesse pour le cas de pointe
Figure VII.3 : pression pour le cas de pointe
FigureVII.4: Pression pour le cas de pointe + incendie
Figure VII.5 : vitesse pour le cas de pointe + incendie

Chapitre VIII: Protection des conduites contre le coup de bélier

- Fig VIII.1** : Volant d'inertie.
Fig VIII.2 : Concentration de la masse du Volant d'inertie.
Figure VIII.3 : Soupape de décharge.
Figure VIII.4 : Fonctionnement d'une Soupape de décharge.
Figure VIII.5 : Ventouse à trois fonctions.
Figure VIII.6: Ventouse à une seule fonction.
Figure VIII.7: Réservoir d'air.
Figure VIII.8:Etranglement au moyen d'une tuyère.
Figure VIII.9:Etranglement au moyen d'un battant percé.

Chapitre IX: Organisation du chantier et sécurité du travail

- Figure IX.1** : coupes en travers de la tranchée de la conduite.
Figure IX.2:Pelle hydraulique
Figure IX.3:Bulldozer
Figure IX.4:Chargeur
Figure IX.6 : Compacteur.
Figure IX.7:Réseau à nœudsde la SP,château et adduction (méthode CPM)

Liste des abréviations

A.E.P : Alimentation en Eau Potable

ANAT : Agence Nationale d'Aménagement du Territoire.

O.N.M : Office National de Météorologie.

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

N:Nord.

S:Sud.

W : Ouest.

E : Est.

Hab : Habitant

Q : Débit

D : Diamètre

m³/j : mètre cube par jour

fig :Figure

Max :maximum

Min :Minimum

Moy :Moyen

SP :Station de pompage

ZET :Zone d'expansions touristiques

Liste des planches

1. Plan de masse du complexe touristique « Aqua parc »
2. tracé réseau de distribution
3. Tracé Adduction
4. Profil en long des conduites principales d'adduction (04 A) SP_Château et (04 B)SP_PIS.
5. Profil en long des conduites principales N1_N3 (05 A), N1_N10 (05 B) et N1_N15(05 C)

Introduction générale

L'Algérie est en quête de développement de son tourisme, les premières mesures prises dans ce domaine étaient de prendre en charge le patrimoine touristique. Plusieurs études ont été lancées pour aboutir à la création de zones d'expansions touristiques en 1967.

L'Algérie a encore du mal à se faire en place parmi les pays qui attirent le plus de touristes au monde, malgré sa situation stratégique et ses précieuses ressources naturelles et humaines.

Le tourisme ne se fonde pas uniquement sur l'existence d'un littoral, mais un désert peut se transformer en « Centre aquatique » grâce à la science et à l'unification des efforts et des spécialisations.

Parmi ces nombreux lieux on peut citer la « ZET » de la wilaya de Biskra, qui dispose d'un potentiel hydrique remarquable, qui peut être exploité pour faire de ce lieu un des plus grands pôles touristiques capables d'accueillir les vacanciers locaux, et peut être étrangers pourquoi pas, qui se dirigent vers d'autres pays à la recherche d'une meilleure qualité.

La question qui se pose donc : Quels sont les moyens et équipements à mettre en œuvre pour concrétiser ce projet de point de vue alimentation en eau potable afin de couvrir les besoins en eau potable des différentes catégories de consommateurs en assurant l'aspect qualitatif et quantitatif ?

Notre étude, intitulée « **Système d'alimentation en eau potable du complexe touristique « Aqua parc » de la wilaya de Biskra** », va nous répondre à cette problématique.

Compte tenu de l'importance du projet, nous nous contenons dans ce mémoire de fin d'étude de traiter en premier lieu notre zone et d'estimer la consommation en eau potable des différentes catégories de consommation.

Ce travail consiste aussi, à mettre en œuvre deux adductions par refoulement, à partir d'une station de pompage, qui est alimentée par deux forages, une adduction vers les sept piscines existantes au niveau du centre aquatique, et l'autre vers un réservoir de stockage, qui à son tour couvre les besoins en eau potable du notre complexe aquatique, c'est-à-dire satisfaire les besoins en eau potable en assurant l'aspect technico-économique.

Enfin nous avons proposé une bonne planification des travaux exécutés avec des engins bien choisis, et des conditions appropriées pour la réalisation de notre projet étudié.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction

La connaissance de la situation géographique de la zone d'étude, et la nature lithologique des terrains étudiés, ainsi que l'étude des différents paramètres climatiques (type du climat ,évolution des précipitations et des températures,..) nous permettent de réaliser notre mémoire et représentent les données de base pour n'importe quel projet d'alimentation en eau potable.

I.1.Situation Géographique

La wilaya de Biskra se situe au Sud-est de l'Algérie aux portes du Sahara, avec une altitude de **128** mètres par rapport au niveau de la mer. La wilaya s'étend sur une superficie de **21671** km². (ANAT).

D'une superficie de **194772.9318** m² ; le complexe « Aqua parc »est limité :

- ✓ Au nord par le pôle urbain Biskra.
- ✓ Au sud par la RN de déviation.
- ✓ A l'est par la RN 3.
- ✓ A l'ouest par Hammam Sidi Yahya.

La zone d'étude est circonscrite dans la commune de Biskra Ouest, qui est limitée au Nord, par la commune de Branis, au Nord-Ouest par la commune d'El Outaya, à l'Est par la commune de Chetma, au Sud-Est par la commune de Sidi Okba, au Sud- Ouest par la commune d'Oumache et à l'Ouest par la commune d'El Hadjeb.

Le complexe Aqua parc est caractérisé selon le zonage Zone **31** SavecUTM WGS **84** par les coordonnées suivantes : **X=746759.00 m E. ;Y=3862380.00 m N.**



Figure I.1 :Plan de situation de la zone d'étude.

Source : Google Earth.

I.2.Situation topographique

La région de Biskra constitue la transition entre les domaines atlasiques plissés du Nord et les étendues plates et désertiques du Sahara au Sud.

Dans la partie Nord se découpent plusieurs chaînons atlasiques dont l'altitude maximale peut aller de **1500** à **1700** m .alors que la moyenne est de l'ordre de **300**m.

Vers le Sud, la plaine saharienne occupe approximativement les deux tiers de la superficie.

Du point de vue morphologique, elle se présente en générale, comme un piémont sans relief marqué, qui relie par une pente douce les chaînes atlasique aux étendues sahariennes du Sud.

En surfaces, les dépôts grossiers que l'on trouve au pied des montagnes passent à des dépôts argilo sableux, vers le Sud.

A l'est, le relief est caractérisé par le développement d'une vaste plaine découpée par lits d'oueds qui s'écoulent des monts de l'atlas et disparaissent dans la grande dépression fermée du Melghir.

I.3.Situation Géologique et Hydrogéologique

I.3.1. Situation Géologique : [1]

Du point de vue géologique, la région de Biskra représente un pays de transition structurale et sédimentaire, au nord c'est un pays montagneux, tandis qu'au sud est un pays effondré, qui fait partie du Sahara Septentrional.

La région de Biskra occupe un vaste synclinal, affecté par un ensemble de plis et de failles ainsi qu'une succession de petits synclinaux et anticlinaux .Dans le détail, il s'agit d'une ligne brisée dont les tronçons successifs de celle-ci se répartissent en trois familles principales de cassures, de directions proches d'**E-W,NE-SW** et **NW-SE** (cette direction ne se rencontre que dans la région de Biskra).Aussi il représente une limite assez complexe , tant du fait de son tracé que de son histoire , car il correspond à une succession d'accidents indépendants les uns des autres ayant joués ou rejoués lors de diverses phases tectoniques.

I.3.2.Situation hydrogéologique :

D'après l'étude de la carte hydrogéologique de Biskra (1990),et en tenant compte de la lithologie et les considérations hydrodynamiques, on peut différencier quatre formations ou unités aquifères principales :

I.3.2.1.les formations aquifères à nappe libre, semi libre à semi captive

a) **Nappe phréatique du Quaternaire** : C'est au niveau des palmeraies que la nappe phréatique est le mieux connue. Cette aquifère se localise généralement dans les accumulations alluvionnaires .On classe dans cette catégorie la nappe alluviale des Oueds, les plus importantes étant celle de l'Oued Biskra et celle de l'Oued Djeddi.

b) **Nappe des sables du Mio-Pliocène** : Contenant plusieurs niveaux aquifères de composition hétérogène : matériaux détritiques, des graviers et des sables dans une matrice

Chapitre I:Présentation de la zone d'étude

argileuse. En profondeur, la formation devient à prédominance argilo sableuses et repose sur une formation imperméable composée de marnes à gypse et d'anhydrite de l'Eocène moyen, ce qui implique qu'il n'y a pas infiltration des eaux de cet aquifère vers l'aquifère inférieur puisque leur nature lithologique freine toute circulation, mais il faut noter que près de bordures des monts des Ziban, les argiles sableuses sont en contact avec les calcaires de l'Eocène inférieure. Ceci veut dire qu'il y a des possibilités d'échange entre les aquifères de sables et de calcaires fissurés, notamment là où l'épaisseur d'argile est faible. La nappe des sables est couverte d'un dépôt alluvionnaire peu épais ou d'une couche sablo-gypseuse du Quaternaire. Par endroits, le Mio-pliocène affleure mettant en contact direct, cet aquifère, avec la surface assurant ainsi son alimentation à partir des eaux de la surface.

I.3.2.2.les formations aquifères captives :

a) Nappe des Calcaires (Eocène inférieur et Sénonien supérieur) : Cette nappe est localisée en grande partie dans la région de Biskra .Elle est plus exploitée à l'Ouest qu'à l'Est de Biskra à cause de faibles profondeurs relatives de captage. A l'Ouest la profondeur varie de 15 à plus que **200** m alors qu'à l'Est, la profondeur dépasse les **400** m. Cette nappe recèle d'importantes réserves qui sont liées d'une part aux faciès et à l'état de fissuration de la roche, et d'autre part à sa recharge souterraine à partir de l'Atlas Saharien .Son toit est constitué par des formations argilo-sableuses du Mio-pliocène au nord et des marnes à gypses de l'Eocène moyen au sud contribuant à sa mise en charge .

b) Nappe du Continental Intercalaire (CI) : Elle est constituée de grés, marnes, argile et calcaires du Barrémo-Albo-Aptien. Cette nappe est peu exploitée dans la région

I.4.Situation climatologique

I.4.1.Climat :

L'Algérie est caractérisée par le contraste entre le climat méditerranéen le long de la cote et le climat désertique de la grande surface occupée par le Sahara ,en passant par le climat de transition de la bande collinaire et montagnaise du nord ,un peu plus continental et modérément pluvieux.

Notre zone d'étude est caractérisée par un climat aride. A l'échelle saisonnière on constate qu'on a deux saisons :

- ✓ une relativement pluvieuse de Septembre à Mai ;
- ✓ et une autre sèche pour le reste de l'année.

Pour l'étude des précipitations, températures et vent nous nous sommes basés sur les données prises à partir de la station de Biskra, la station météorologique de Biskra (période : 1992-2012).

Tableau I.2 : caractéristiques de la station de mesure. Source :O.N.M

caractéristiques de la station	Altitude (m)	Coordonnées Lambert		Observations
		X	Y	
Biskra	85	778.27 km	171.54 km	Fonctionnelle

Chapitre I:Présentation de la zone d'étude

I.4.2.Température :

La température est l'un des paramètres qui conditionne le climat d'une région, et pour notre région d'étude, la température moyenne annuelle est de **22.57 °C**. Le tableau (I.3) donne les températures moyennes mensuelles pour une période de **21 ans (1992-2012)**.(Voir annexe n°02)

Tableau I.3 :températures moyennes mensuelles (1992-2012)

Mois	jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	moy
T (°C)	11,65	13,36	17,18	20,89	26,41	31,55	34,59	34,15	28,81	23,31	16,49	12,42	22,57

Source :O.N.M

On note que la température moyenne mensuelle, la plus élevée, est celle du mois de juillet avec une température de **34.59 °C**, et la plus basse est celle du mois de janvier avec **T=11.65 °C**.

I.4.3.pluviométrie :

La pluviométrie est l'évaluation quantitative des précipitations qui englobent toutes les eaux météoriques qui tombent sur la surface de la terre, que se soit sous forme liquide (pluie, averse), ou sous forme solide (neige, grêle).Dans notre région d'étude les précipitations sont faibles.

Les précipitations moyennes mensuelles mesurées à la station de Biskra sur la période allant de 1992 à 2012 (**annexe n°01**)sont représentées dans le tableau (I.4) :

Tableau I.4 :précipitations moyennes mensuelles (1992-2012)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Moy ann
P (mm)	19.69	8.5	21.75	15.67	10.27	3.38	8.17	2.08	30.94	14.87	20.50	17.23	14.42

Source :O.N.M

On note que les valeurs de précipitations maximales sont marquées principalement, en mois Septembre avec une valeur maximale enregistrée de **30.94 mm**, alors que le mois le plus sec est celui d'Août avec un minimum mesuré de **2.08mm**.

La distribution saisonnière des précipitations montre que l'été (Juin, Juillet, Août) correspond à la saison la plus sèche, et l'automne (Septembre, Octobre, Novembre) étant la saison la plus humide.

Tableau I.5 : répartition saisonnière de précipitation

Saison	Hiver	Printemps	Eté	Automne
Station de Biskra P(mm)	45.42	47.68	13.62	66.31

Chapitre I:Présentation de la zone d'étude

I.4.4.Vents : [3]

Les vents sont fréquents et répartis sur toute l'année, avec des vitesses moyennes mensuelles de **4.31 m/s** environ ; alors que les vitesses maximales sont enregistrées aux mois d'Avril et Mai avec des valeurs de **5.71** et **5.35 m/s** respectivement.(tableau I.6)

En saison hivernale, les vents du secteur Nord-Est sont dominants, amenant de l'humidité du nord.

Durant la saison sèche, les vents dominants sont du secteur Sud-Est .En effet durant cette période arrivent souvent des siroccos d'une moyenne de **58jours/an**.

Tableau I.6: Vitesses moyennes des vents enregistrées à la station de Biskra (1992-2012).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Moyenne annuelle
Vitesse moyenne(m/s)	4.09	4.46	4.87	5.71	5.35	4.26	3.84	3.59	3.93	3.59	3.96	4.03	4.31

I.4.5.Sismicité

Le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante :

Notre région d'étude est classée en **zone I** de faible sismicité selon le zoning du règlement parasismique Algérien de 1999 encore en vigueur qui prescrit certaines recommandations quand aux conditions de constructibilité.

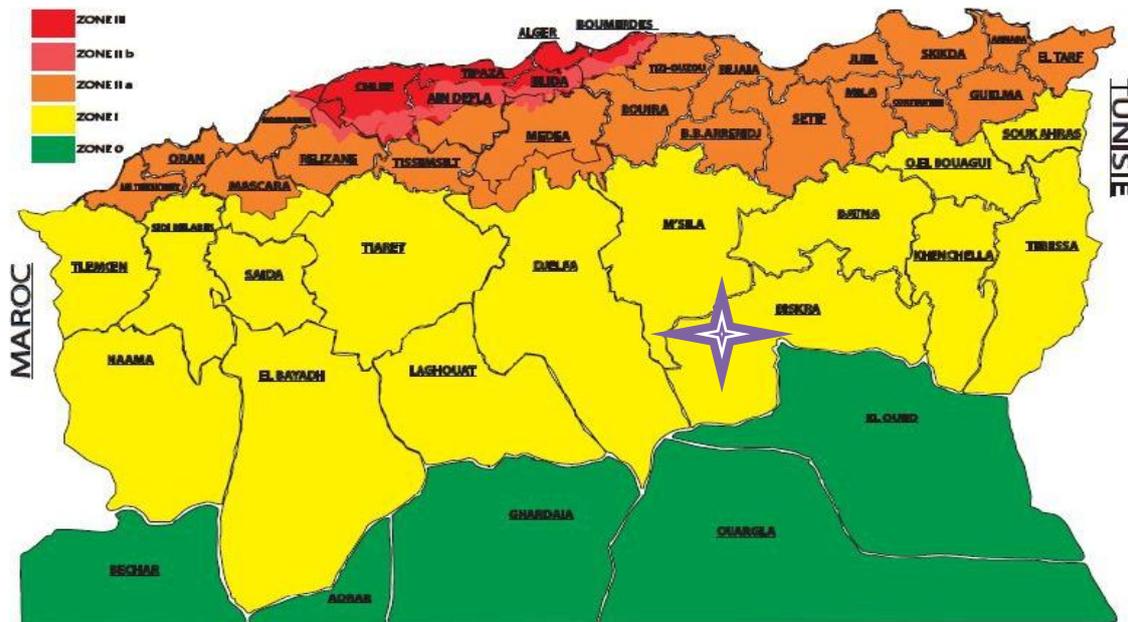


Figure I.2 :carte de zonage sismique en Algérie.

I.5.Situation Hydraulique

Le désert représente **90 %** du territoire algérien, dans cette partie les précipitations sont quasi-nulles. De ce fait, les ressources en eau superficielles sont très faibles, elles se localisent au niveau du flanc septentrional de l'Atlas, au contraire les ressources souterraines y sont abondantes cependant très faiblement renouvelables (nappes du Sahara septentrional). A ces potentialités naturelles, s'ajoutent les ressources non conventionnelles, qui apportent près de 600 millions de m³ d'eaux usées récupérables après épuration et dessalement de l'eau de mer.

Les potentialités hydriques de la wilaya de Biskra sont estimées à **2113,86 hm³/an**, **96.62%** de ces potentialités (soit **2042,43 hm³**), constituent les réserves en eaux souterraines (dont **43%** seulement sont mobilisées), **3,38%** représentent les eaux de surface (soit **71.43 hm³**) mobilisées par les barrages fontaine des gazelles et Foug el Gherza. En matière de satisfaction des besoins de la population en eau potable (taux de satisfaction de l'ordre de **93%**), le taux moyen de raccordement au réseau de l'A.E.P est de **84%**. La dotation journalière moyenne atteint **262 l/j/habitant** en zone urbaine et de **226 l/j/habitant** en zone rurale. Ce taux reste supérieur à la moyenne nationale.

Le centre aquatique « Aqua parc », est alimenté à partir de deux forages F1 et F2 ,de Débits 11.3 l/s et 12.1 l/s respectivement, qui se trouvent à proximité du complexe.

Cette potentialité hydrique est exploitée pour satisfaire les besoins en eau dans notre complexe , soit pour le remplissage des sept piscines, ou pour l'utilisation quotidienne par les estivants dans l'hôtel ,ou par la population dans les logements de fonctions et Bungalows,pour satisfaire aussi les besoins en eau dans différents équipements :les restaurants, les administrations ,et les espaces de loisirs ,les équipements socioculturels et surtout les besoins sanitaires.

Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté la zone d'étude, en connaissant sa topographie, son climat et les ressources en eau alimentant le complexe aquatique.

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Introduction

Dans le but de satisfaire les besoins en eau de notre complexe touristique, une étude précise de consommation dans cette zone s'impose.

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

Le présent chapitre a pour objectif d'estimer les besoins en eau pour les différentes catégories de consommation, en se basant sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

II.1.Répartition de la population

La surface réservée pour les logements de fonctions, dans notre périmètre d'étude, est destinée aux futures extensions. (Source A.P.C).

Cette surface comporte un programme récent d'habitat collectif (R+3), de 21 logements, et le nombre d'habitants est estimé à partir de 7 personnes par logement d'après l'A.P.C, soit 150 hab.

II.2.Estimation de la population future

L'estimation de la population se fait pour l'horizon 2050, le calcul est établi en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P = P_0 (1 + r)^n$$

Avec :

P : Population à l'horizon d'étude (hab).

P₀ : Population à l'année de base 2020 (hab).

n: nombre d'années séparant l'horizon considéré.

r : taux moyen annuel d'accroissement de la population en (%) qui dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ mode de vie des habitants.
- ✓ L'éducation (planning familial) ;
- ✓ Le développement socioculturel ;

D'après l'A.P.C, le taux d'accroissement de la commune de Biskra est de = 2.7%. L'évolution de la population se résume dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Evolution de la population

Année	2020	2050
Taux d'accroissement(%)	2.7	
Population (hab)	150	334

II.3.Estimation des besoins en eau

II.3.1. Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière désignée par **Q_{moy j}** est donnée par :

$$Q_{moyj} = (N \cdot D)/1000 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Avec :

Q_{moyj}: Consommation moyenne journalière en **m³/j** ;

N : nombre de consommateurs ou le nombre des usagers dans chaque groupe de catégorie de consommateurs ;

D : dotation moyenne en **l/j/cons**.

II.3.2.Besoins en eau par catégorie :

La consommation d'eau varie selon le type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrées au niveau de la zone à étudier.

Pour l'étude du complexe « Aqua parc », il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories des besoins telles que :

- ✓ Besoins domestiques ;
- ✓ les établissements publics ;
- ✓ Besoins administratifs ;
- ✓ Besoins sanitaires ;
- ✓ Besoins socioculturels ;
- ✓ Besoins commerciaux ;
- ✓ Besoins d'arrosages.
- ✓ Besoins pour les équipements de loisir.

II.3.3.Choix de la norme unitaire de la consommation :

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir, la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule.....etc.[4]

Cette quantité d'eau dépend de certains critères dont les principaux sont :

- ✓ Le niveau de vie de la population ;
- ✓ Le nombre d'habitants ;
- ✓ Le développement urbain de la ville ;
- ✓ Ressources existantes.

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Il est très difficile d'évaluer avec précisions les besoins en eau d'une agglomération à cause de l'absence des systèmes de comptage au niveau des réservoirs et des conduites de distributions.[4]

II.4.Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommation

II.4.1.Les besoins domestiques :

La consommation en eau dépend essentiellement de développement sanitaires et des habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de **60** à **100l/j/hab.** et de **100** à **200 l/j/hab** pour les grandes agglomérations.

Pour notre projet, comme notre zone est touristique, et selon les informations recueillies auprès de la subdivision de la ville de Biskra, la dotation est fixée à **180 l/j/hab** pour les logements de fonction.

Tableau II.2 : Les besoins domestiques.

Equipements	Unité	Nombre	Dotation(l/j/unité)	Qmoyj(m ³ /j)
Logement de fonction	Personne	334	180	60.12
Total				60.12

II.4.2.Les besoins publics :

Les dotations sont fixées à **200** et **180 l/j/lit** pour l'hôtel et les bungalows, respectivement,(Source :L'ouvrage de plomberie sanitaire 1986).

Tableau II.3 : Les besoins en eau publics.

Equipements	Unité	Nombre	Dotation(l/j/unité)	Qmoyj(m ³ /j)
Hôtel	Lit	100	200	20
Bungalows	Lit	105	180	18.9
Total				38.9

II.4.3.Les besoins administratifs :

Les équipements administratifs, leurs dotations et les débits journaliers correspondants sont dans le tableau suivant : (la dotation concernant les administrations est prise de l'ouvrage de plomberie sanitaire 1986).

Tableau II.4 : Les besoins administratifs.

Equipements	Unité	Nombre	Dotation(l/j/unité)	Qmoyj(m ³ /j)
Administration				
Administration				

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

R+2	Bureau	20	15	0.3
Administration Aquaparc				
Total				0.3

II.4.4. Les 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.,

Les besoins sanitaires dans notre projet sont représentés dans le tableau ci-dessous,

Tableau II.5 : Les besoins sanitaires.

Equipements	Unité	Nombre	Dotation(l/j/unité)	Qmoyj(m ³ /j)
W.C à réservoir de chasse	Opération de chasse	350	12	4.2
Vestiaires et douche homme	Homme	150	25	3.75
Vestiaire et douche femme	Femme	150	25	3.75
Total				11.7

II.4.5. Les besoins socioculturels :

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

Tableau II.6 : Les besoins socioculturels.

Equipements	Unité	Nombre	Dotation(l/j/unité)	Qmoyj(m ³ /j)
Mosquée	Fidèle	200	5	1
Ateliers	m ²	360,4	5	1,802
Théâtre	Personne	170	10	1,7
Total				4,502

II.4.6. Equipements commerciaux :

C'est la consommation d'eau nécessaire au fonctionnement des commerces. Ceci comprend en outre les usages hygiéniques, d'entretien et de climatisation.

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II.7: Les besoins commerciaux.

Equipements	Unité	Nombre	Dotation(l/j/unité)	Qmoyj(m ³ /j)
Kiosque	m ²	100	3	0.3
Restaurant	Client	300	30	9
Parking +dépôt	m ²	19719	5	98.6
Total				107.9

II.4.7.besoins d'arrosages :

Les quantités d'eau destinées pour l'arrosage sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.8: Jardins et espaces verts.

Equipements	Unité	Nombre	Dotation(l/j/unité)	Qmoyj(m ³ /j)
Placette	m ²	982.81	2	1.97
Espaces verts	m ²	31480	5	157.4
Total				159.37

II.4.8.besoins des équipements de loisir :

Le complexe « Aqua parc » comporte 07 piscines de différents volumes ,qui sont remplies d'une eau filtrée et bien traitée pour qu'elle soit claire et propre .

Les besoins en eau potables des piscines, sont des besoins saisonniers, d'où ces dernières sont vidangées et remplies une fois par six mois ,par un système de vannage, de la même source qui couvre les autres catégories de consommation.

Tableau II.9:Volumes des piscines.

Désignation piscines	Volumes (m ³)
01	6840.75
02	2272.44
03	2918.505
04	153
05	202.5
06	312.9
07	1087.3

II.5.Récapitulation des besoins en eau du complexe

Après l'étude détaillée des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation du complexe.

Chapitre II: Estimation des besoins en eau

Tableau II.10:Récapitulation des besoins en eau du complexe.

Type de besoins	Consommation moyenne journalière(m ³ /j)
Domestiques	60.12
Equipement public	38.90
Administratifs	0.3
Sanitaires	11.70
Socioculturels	4.50
Equipements commerciaux	107.90
besoins d'arrosages	159,37
Total	382.8

Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'évaluer la consommation moyenne journalière du complexe touristique Aquaparc , qui est de **382.8 m³/jet** en comparant cette valeur avec le débit donné par l'ensemble des forages, nous avons conclu que les ressources sont supérieures aux besoins, donc c'est inutile de réaliser un autre forage.

Cette dernière nous permettra de déterminer les caractéristiques de la consommation en eau qui fera l'objet de notre prochain chapitre.

Chapitre III :

*Variation de la
consommation en eau*

Introduction

Avant tout projet, il est nécessaire de connaître le régime de consommation de l'agglomération qui nous donnera un aperçu, non seulement sur le régime de travail de tous les éléments du système d'alimentation en eau potable, mais également sur leur dimensionnement, notre cas d'étude est un peu différent, le régime de consommation ne suit pas le nombre d'habitants, il dépend du nombre des visiteurs et leurs consommations soit disant saisonnières en sachant l'heure où la consommation est maximale, en tenant compte aussi des variations saisonnières ; par exemple en période estivale le centre est plus attractif, et la consommation en eau est plus importante par rapport à la période hivernale où ce complexe est moins visité, et on ne trouve que la population active.

Dans les lignes qui suivent nous essaierons de voir la variation des débits journaliers et horaires du complexe « Aqua parc ».

III.1.Variation de la consommation

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi ces variations 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 de jour de la semaine ou la consommation est plus importante ;
-) Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

III.2.Etude de la variation des débits journaliers [4]

Pour projeter un régime de travail d'un système d'alimentation en eau, il faut adopter le graphique de consommation probable. Au cours d'année, il existe une journée où la consommation est maximale ; de même il existe une journée où la consommation est minimale.

Par rapport à la consommation moyenne calculée, nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation maximale est supérieure à la consommation moyenne.

Ce rapport est désigné par le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté K_{maxj} .

De même, il existe un coefficient qui nous indique de combien de fois la consommation est inférieure par rapport à la consommation moyenne : ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière et noté K_{minj} . Ces débits sont donnés par les formules suivantes

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} * K_{maxj} \text{ (m}^3\text{/j)}$$
$$Q_{minj} = Q_{moyj} * K_{minj} \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Avec :

- Q_{moyj} : débit moyen journalier (m³/j) ;
- Q_{maxj} : débit maximum journalier (m³/j) ;
- Q_{minj} : débit minimum journalier (m³/j) ;

K_{maxj} : varie entre 1.1 à 1.3 ;

K_{minj} : varie entre 0,7 à 0,9. Pour notre cas nous prenons :

Chapitre III: Variation de la consommation en eau

* $K_{maxj}=1,3$ pour les besoins domestiques et $1,1$ pour les autres besoins.

* $K_{minj}=0,9$ pour les besoins domestiques et $0,7$ pour les autres besoins.

III.2.1. Récapitulation de la consommation en eau maximale journalière du complexe :

Tableau III.1: Récapitulatif de la consommation maximale journalière

Besoins	$Q_{moyj}(m^3/j)$	K_{maxj}	$Q_{maxj}(m^3/j)$
domestiques	60.12	1,3	78.16
Equipement public	38.9	1.1	42.79
administratifs	0.3	1,1	0.33
Sanitaires	11.7	1,1	12.87
socioculturels	4.5	1,1	4.95
Equipements commerciaux	107.9	1,1	118.69
besoins d'arrosages	159,37	1	159,37
Total	382.8		417.16

III.2.2. Récapitulation de la consommation en eau minimale journalière du complexe :

Tableau III.2: Récapitulatif de la consommation minimale journalière

Besoins	$Q_{moyj}(m^3/j)$	K_{minj}	$Q_{minj}(m^3/j)$
Domestiques	60.12	0,9	54.11
Equipement public	38.9	0.7	27.23
Administratifs	0.3	0,7	0.21
Sanitaires	11.7	0,7	8.19
socioculturels	4.5	0,7	3.15
Equipements commerciaux	107.9	0,7	75.53
besoins d'arrosages	159,37	0,7	111,56
Total	382.8		279.98

D'après ces deux tableaux, on a :

$$Q_{maxj}=417.16 \text{ m}^3/\text{j} \text{ et } Q_{minj}=279.98 \text{ m}^3/\text{j}.$$

III.3.Comparaison entre les ressources et les besoins

Cette comparaison nous permet de savoir si le débit fourni par les forages existants satisferont le besoin demandé à l'horizon ou non.

Nous supposons que l'état des deux forages restera bon jusqu'au 2050, donc le débit actuel donné par ces derniers restera le même.

D'après le premier chapitre nous avons un débit de **2021.76 m³/j** fournis par les deux forages, ce débit est supérieur au débit maximum journalier (**417.16 m³/j**).

Finalement on peut dire que ces forages permettront de satisfaire les besoins en eau de notre complexe à l'horizon.

III.4.Etude de la variation des débits horaires

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, les habitudes de la population et du régime de consommation potable.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moyh} = Q_{max,j} / 24 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Avec:

Q_{moyh}:débit moyen horaire (m³/h) ;

Q_{max,j}:débit maximal journalier (m³/j)

Pour notre projet, nous avons $Q_{max,j} = 417.16 \text{ m}^3\text{/j}$;

AN: $Q_{moyh} = 417.16 / 24 = 17.4 \text{ m}^3\text{/h}$

$$Q_{moyh} = 17.4 \text{ m}^3\text{/h.}$$

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la fraction de variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération (**annexe n°03**)

Remarque :

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

Pour notre cas d'étude, l'agglomération est de type rurale, on doit donc établir la répartition horaire du débit maximum journalier correspondante à la dernière colonne de tableau en annexe n°03.

III.4.1.Calcul de la consommation horaire :

Chapitre III: Variation de la consommation en eau

Le débit horaire demandé pour chaque type de consommateur est :

$$Q = \frac{P\% * Q}{1}$$

Avec :

Q_h = débit horaire nécessaire

$P\%$ = pourcentage horaire.

La durée d'arrosage est prévue de quatre heures pendant la journée.

Tableau III.3 : Répartition des débits horaires .

Heures	Complexe		Arrosage		Le Débit Maximum Journalier Total		Le Débit Cummulé	
	Qmaxj= 257.79 m ³ /j		Qmaxj= 159,37 m ³ /j		Qmaxj= 417.16 m ³ /j		Qmaxj	
(h)	(%)	m3/h	(%)	m3/h	(%)	m3/h	(%)	m3/h
0-1	0.75	1.93			0.46	1.93	0.46	1.93
1-2	0.75	1.93			0.46	1.93	0.93	3.87
2-3	1	2.58			0.62	2.58	1.54	6.44
3-4	1	2.58			0.62	2.58	2.16	9.02
4-5	3	7.73			1.85	7.73	4.02	16.76
5-6	5.5	14.18			3.40	14.18	7.42	30.93
6-7	5.5	14.18	25	39.84	12.95	54.02	20.36	85.95
7-8	5.5	14.18	25	39.84	12.95	54.02	33.31	138.97
8-9	3.5	9.02			2.16	9.02	35.48	147.99
9-10	3.5	9.02			2.16	9.02	37.64	157.02
10-11	6	15.47			3.71	15.47	41.35	172.48
11-12	8.5	21.91			5.25	21.91	46.60	194.40
12-13	8.5	21.91			5.25	21.91	51.85	216.31
13-14	6	15.47			3.71	15.47	55.56	231.78
14-15	5	12.89			3.09	12.89	58.65	244.67
15-16	5	12.89			3.09	12.89	61.74	257.56
16-17	3.5	9.02			2.16	9.02	63.90	266.58
17-18	3.5	9.02	25	39.84	11.71	48.86	75.62	315.44
18-19	6	15.47	25	39.84	13.26	55.31	88.87	370.75
19-20	6	15.47			3.71	15.47	92.58	386.22
20-21	6	15.47			3.71	15.47	96.29	401.68
21-22	3	7.73			1.85	7.73	98.14	409.42
22-23	2	5.16			1.24	5.16	99.38	414.57
23-24	1	2.58			0.62	2.58	100.00	417.16
	100	257.79	100	159.37	100.00	417.16		

Chapitre III: Variation de la consommation en eau

D'après ce tableau de répartition des débits nous avons :

$$Q_{\max h} = 55.31 \text{ m}^3/\text{h};$$

$$Q_{\min h} = 1.93 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Nous pouvons donc tracer les graphes:

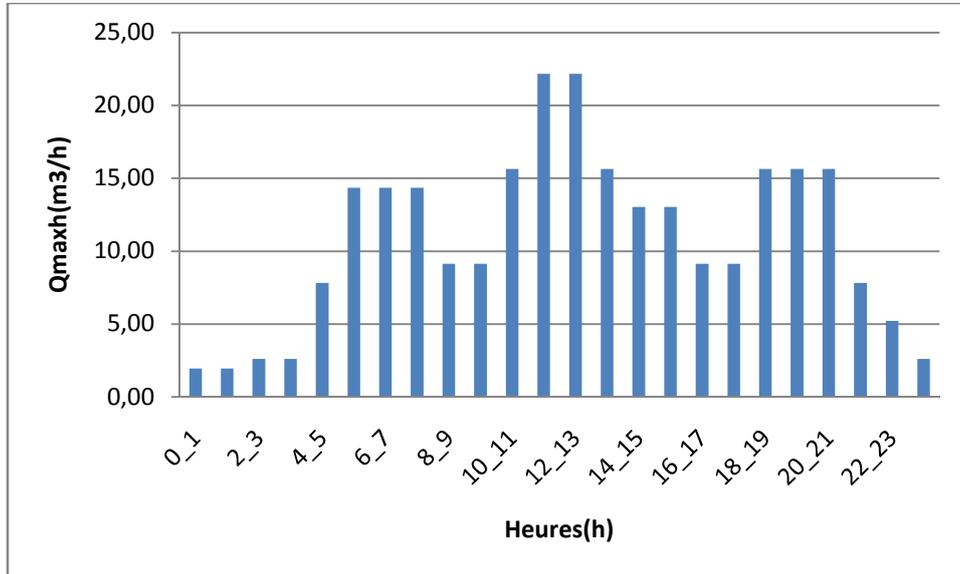


Figure III.1: Graphique de consommation en eau dans le complexe .

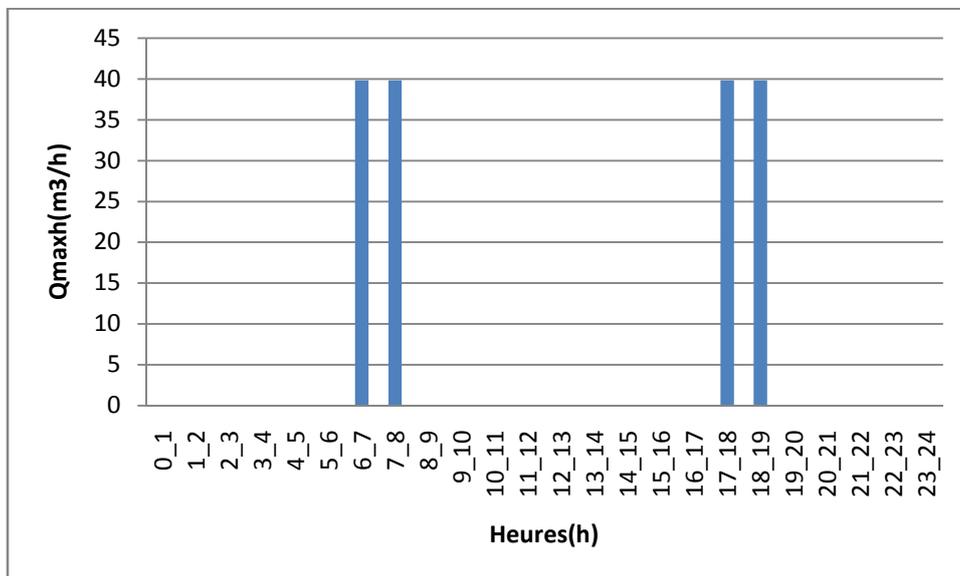


Figure III.2 : Graphique de consommation d'arrosage.

Chapitre III: Variation de la consommation en eau

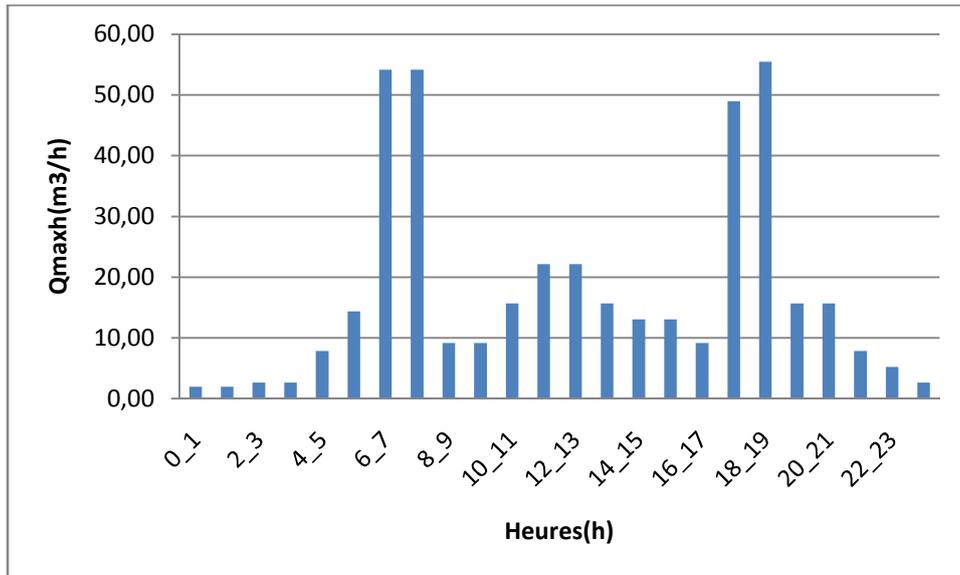


Figure III.3: Graphique de consommation totale en eau dans le complexe .

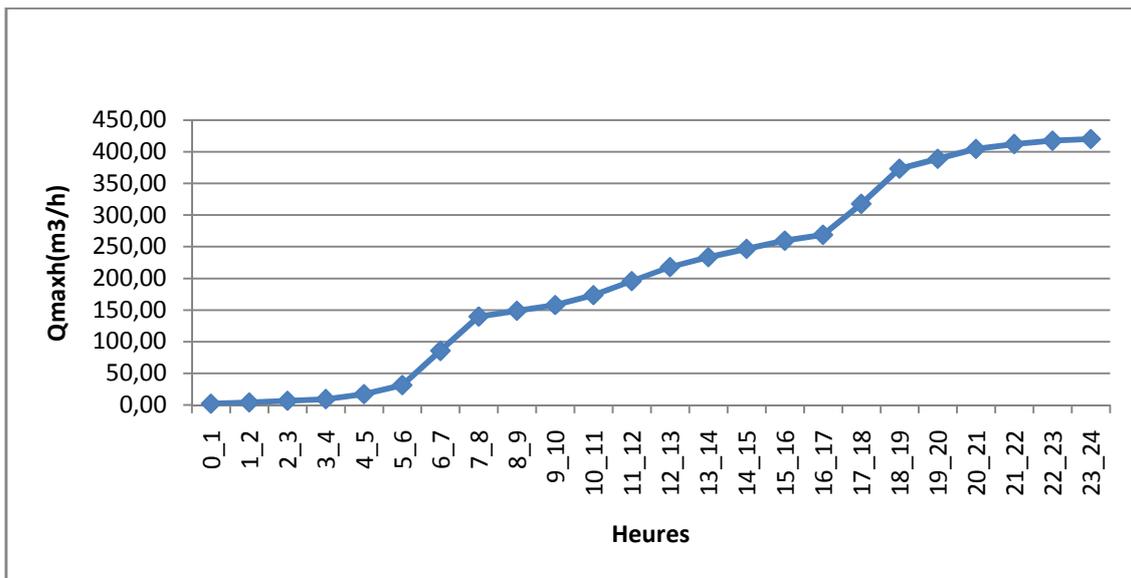


Figure III.4 : Courbe intégrale de la consommation totale du complexe touristique.

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 IV :
Etude de l'adduction

Introduction

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, qui est par définition, le transport de l'eau entre le point de captage et le point de stockage, Dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelque fois ils peuvent se trouver à des distances considérables. Les écoulements y sont le plus souvent unidirectionnels et s'opèrent en régime turbulent.

Ce chapitre a pour objectif de dimensionner la conduite d'adduction, à partir de la station de pompage jusqu'au réservoir de stockage projeté ,et de la station de pompage aux piscines ,en prenant en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

IV.1.Type d'adduction [4]

D'après leur fonctionnement, on distingue trois types d'adduction :

- ✓ Adduction gravitaire
- ✓ Adduction par refoulement
- ✓ Adduction mixte

IV.1.1. Adduction gravitaire

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

IV.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 est en charge, et se fait à l'aide des machines hydro-électriques appelées pompes hydrauliques.

IV.1.3. Adduction mixte

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

N.B :Dans le cas de notre étude, l'adduction à projeter est une adduction par refoulement.

IV.2.Principe du choix du tracé

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

- ✓ Le tracé doit être le plus court possible entre le forage et(barrage ou réservoir d'accumulation) par le réseau économique ;
- ✓ Aux points hauts du tracé, peuvent se conformés des bulles d'air difficile à évacuer où des ventouses seront exigés ainsi apparaît la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes ;
- ✓ Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement ;

Chapitre IV: Etude de l'adduction

- ✓ Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses et de tout dommage subi par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation.
- ✓ L'examen des conditions dans lesquelles, devrait être établi cette canalisation, aussi bien au point de vue technico-économique.

IV.3. Etude des variantes

L'étude des variantes a pour but de minimiser au maximum le prix de réalisation et de l'exploitation du projet en prenant en considération toutes les normes techniques, pour assurer l'efficacité et le bon fonctionnement de l'ensemble, ce choix se base sur plusieurs critères parmi eux on a:

- ✓ Le choix du tracé le plus court que possible ;
- ✓ Le choix du tracé qui présente le minimum de terrassement.
- ✓ Le choix d'une variante qui présente un prix de réalisation minimal.

Le schéma de notre variante choisie est représenté en annexe n°06.

Vu la configuration générale de la zone d'étude, et d'après sa topographie l'adduction par refoulement est possible dans tous les piquages qu'on veut faire.

La variante choisie est de refouler l'eau à partir de la station de pompage jusqu'au château d'eau dans 20 heures sur 24 heures, et les 4 heures restantes, ou dans les heures où le château se vide, la pompe refoule de l'eau pour le remplissage des piscines.

Avec le même débit, $Q_{\text{pompe}}=23.4\text{l/s}$, le remplissage des piscines se fait, au mois de janvier et Février où le centre aquatique est moins destiné par les touristes, le temps de remplissage pour chaque piscine est représenté dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1: temps de remplissage des piscines.

Désignation piscines	Volumes (m ³)	T remplissage
01	6840.75	81h12min
02	2272.44	26h58min
03	2918.505	34h38min
04	153	1h49min
05	202.5	2h24min
06	312.9	3h43min
07	1087.3	12h55min

Le temps de remplissage des 7 piscines est égale à 164 heures, soit dans 41 jours, avec 4 h/jour de remplissage et un système de vannage bien étudié.

IV.4. Choix du matériau de la conduite

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

Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

-) Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et les charges mobiles.
-) Adaptation aux terrains de pose.

Chapitre IV: Etude de l'adduction

-) Bonne étanchéité.
-) Facilité d'entretien et de mise en service.

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

-) Du prix de la fourniture et du transport.
-) De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

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

Dans notre zone d'étude le **PEHD** est un matériau convenable pour nos adductions ainsi que notre choix est motivé par :

- ✓ la disponibilité de ce type des conduites dans le marché algérien et aussi il est fabriqué localement ;
- ✓ Une très faible rugosité (conduite lisse) ;
- ✓ Réduction des pièces spéciales ;
- ✓ Durée de vie importante ;
- ✓ Bonne résistance à la corrosion.

IV.5. Etude technico-économique de l'adduction

L'étude du dimensionnement d'une manière générale, consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite.

Mais dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter; ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de **BONIN** et **BRESSE** à savoir :

La formule de **BONIN** : $D \propto \sqrt[3]{Q}$;

La formule de **BRESSE** : $D \propto 1.5 \sqrt[3]{Q}$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre(m) ;

Q : Débit véhiculé en m³/s.

IV.6. Pertes de charge

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

- ✓ Pertes de charge linéaires ;
- ✓ Pertes de charge singulières.

Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de **DARCY - WEIBACH**.

$$J = \frac{16 \cdot Q^2}{2g\pi^2 D^5}$$

Avec :

J : Gradient des pertes de charge ;

Q : le débit véhiculé (m³/s) ;

g : accélération de la pesanteur $g=9.81\text{m/s}^2$;

Chapitre IV: Etude de l'adduction

D : diamètre en (m);

} λ Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend de la nature du régime d'écoulement.

) En régime turbulent est donné par la formule de **NIKURADSE**

$$\lambda = 0,3164 \left(\frac{v}{D} \right)^{-0,25}$$

Avec :

v : Rugosité de la conduite en mm. On prend $v = 10^{-3}$ mm ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

Au régime transitoire est déterminé à partir de l'abaque de **MOODY**.

A la première approximation est donné par la formule de **NIKURADSE**.

) En régime transitoire nous utilisons la formule de **COLEBROOK** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{v}{3,7D} + \frac{2,5}{R \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :

Re : le nombre de Reynolds donné par $Re = \frac{VD}{\nu}$;

Où :

$v = \frac{4Q}{fD}$: Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;

ν : Viscosité cinématique de l'eau $\Rightarrow 10^{-6}$ m²/s à une température de 20°C.

IV.6.1. Pertes de charge linéaires :

Sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations elles sont déterminées par la formule de **Darcy-Weishbach** citée précédemment.

$$H = J \cdot L$$

Où

L : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

J : Gradient de perte de charge.

IV.6.2. Pertes de charge singulières :

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section ...etc.

Généralement estimées à 10% des pertes de charge linéaires, les pertes de charge totale le long de la conduite sont :

$$H_t = H_L + H_s = H_L + 0,1 H_L = 1,1 H_L$$

Avec :

H_t : perte de charge totale ;

H_L : perte de charge linéaire ;

Chapitre IV: Etude de l'adduction

H_s :perte de charge singulière.

Les pertes de charge sont estimées donc à :

$$J \times 1,1 \frac{V^2}{D \cdot 2g} L$$

IV.7.Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale est égale à la somme, de la hauteur géométrique (H_g)et des pertes de charges totales (H_t);qui représentent la somme des pertes de charges dues à l'aspiration (ΔH_{asp})et des pertes de charges dues au refoulement(ΔH_{ref}).Elle est donnée par:

$$H_{MT}=H_g+ H_{ref}+ H_{asp}$$

Où :

H_g : Hauteur géométrique de refoulement ;

H_r : Pertes de charge au refoulement ;

h_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration ;

H_t : Perte de charge totale $H_t=\Delta H_r+\Delta h_{asp}$;

IV.8.Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée de la pompe est donnée par la formule suivante

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

Où :

P : Puissance en KW ;

η : Rendement de pompage (0,7 | 0,8) on prend $\eta=0,75$;

H_{mt} : Hauteur manométrique totale(m) ;

Q : Débit refoulé(m^3/s).

ρ : Masse volumique de l'eau $\rho=1000 \text{ kg/m}^3$

g : accélération de la pesanteur $g=9.81 \text{ m/s}^2$;

IV.9.Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est donnée par la formule :

$$E=P.t.365 \text{ (Kwh/an)}$$

Où :

t : temps de fonctionnement des pompes $t=20 \text{ h}$;

P : puissance absorbée par la pompe en KW ;

E :Energie totale dépensée par la pompe (KWh) .

Chapitre IV: Etude de l'adduction

IV.10. Prix d'énergie (Frais d'exploitation)

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du Kilowattheure (KWh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante :

$$\text{Prix} = E.e$$

Avec :

e : Prix du KWhou tarif d'énergie(DA/KWh).

E : énergie totale dépensée par la pompe KWH / an.

IV.11. Frais d'Amortissement

Les frais d'amortissement sont constitués par le prix de revient de la conduite depuis la fourniture jusqu'à la pose. Dans notre cas nous supposons que les frais seront amortis dans une période de 50 ans (durée d'exploitation) ce qui nous conduit au calcul de l'annuité "A".

L'annuité d'amortissement est déterminée par la relation :

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

où :

i : taux d'annuité (i=8% en Algérie) ;

n : Nombre d'année d'amortissement (n=50).

A=0.08170 DA.

On déduit les frais d'amortissement annuels en multipliant les prix de revient de la canalisation par l'annuité « A ».

IV.12. Calcul du diamètre économique

✓ **Calcul de la conduite d'adduction : station de pompage vers le château d'eau**

Données de base :

] Q débit refoulé : Q=0.0234 m³/s ;

] Longueur de la conduite L_{ref}= 407.5 m ;

] Côte de terrain Ct =187m ; avec une Cradier=202 m

] Côte de la station de pompage : Csp=155.2m

] Hauteur géométrique Hg =36.8 m ;

] Pour la détermination du diamètre de la conduite de notre adduction nous utilisons les formules économiques suivantes :

La formule de BONIN: $D_1 = \sqrt[3]{Q} = \sqrt[3]{0.0234} = 0,1529\text{m} \longrightarrow D_1 = 160 \text{ mm.}$

Chapitre IV: Etude de l'adduction

La formule de BRESSE: $D_2 = 1,5\sqrt{Q} = 1,5\sqrt{0,0234} = 0,2294\text{m} \longrightarrow D_2 = 250\text{ mm}$.

Notre diamètre économique est compris entre D_1 et D_2 .

$$D_1 \leq D_{\text{éco}} < D_2.$$

J Vérification de la vitesse

* Avec $D_1 = 160\text{ mm} \longrightarrow V_1 = \frac{4*Q}{\pi*D_1^2} \longrightarrow V_1 = 1,1638\text{ m/s}$

* Avec $D_2 = 250\text{ mm} \longrightarrow V_2 = \frac{4*Q}{\pi*D_2^2} \longrightarrow V_2 = 0,4767\text{ m/s}$

J Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau IV.2 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour l'adduction Sp-château

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	v/D	∑1	H(m)	Hg(m)	Hmt(m)
141	0,0234	1,16	$6,25*10^{-6}$	0,0077	2,41	36,80	39,21
176.2	0,0234	0,75	$5*10^{-6}$	0,0074	0,7	36,80	37,5
220.4	0,0234	0,48	$4*10^{-6}$	0,0071	0,22	36,80	37,02

Tableau IV.3 : Calcul des Frais d'exploitation

D(mm)	P(KW)	E (KWh)	e (Prix KWH)	Fexp(DA)
160	12	87601,92	6,8	595693,06
200	11,5	83787,21	6,8	569753,03
250	11,33	82723,31	6,8	562518,51

Tableau IV.4 : Calcul des frais d'amortissement

D(mm)	Prix de ml(DA/ml)	L(m)	A	Fam(DA)
160	1336,43	407,5	0,0817	44493,42988
200	1931,43	407,5	0,0817	64302,61613
250	3036,15	407,5	0,0817	101081,7829

Les prix de ml sont retirés à partir de l'annexe n°04

Chapitre IV: Etude de l'adduction

Tableau IV.5: Bilan

D(mm)	F _{exp} (DA)	F _{am} (DA)	Bilan(DA)	D _{éco}
160	595693,06	44493,4299	640186,49	200
200	569500,64	64302,6161	634055,64	
250	562518,51	101081,783	663600,293	

✓ **Calcul de la conduite d'adduction : station de pompage vers les piscines (le point PIS) :**

Données de base :

-) Q débit refoulé : $Q=0.0234 \text{ m}^3/\text{s}$;
-) Longueur de la conduite $L_{\text{ref}}=412\text{m}$;
-) Côte de terrain du point 13 = 133 m ;
-) Côte de la station de pompage : $C_{\text{sp}}=155.2\text{m}$
-) Hauteur géométrique $H_g = 22.2 \text{ m}$;
-) Pour la détermination du diamètre de la conduite de notre adduction on suit les étapes que la partie adduction SP-Château d'eau. On a trouvé

Déco=200 mm

Sauf la Hmt de la pompe qui se diffère entre les deux cas d'adduction.

Tableau IV.6 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) pour la conduite principale de l'adduction **SP-PIS**

D(mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	v/D	λ	H(m)	H _g (m)	H _{mt} (m)
160	0,0234	1,16	$6.25 \cdot 10^{-6}$	0,0077	2,5	22.2	24.61
200	0,0234	0,75	$5 \cdot 10^{-6}$	0,0074	0,73	22.2	22.7
250	0,0234	0,48	$4 \cdot 10^{-6}$	0,0071	0,24	22.2	22.44

IV.13. Equipement en ligne :

Le long d'une canalisation divers accessoires sont installés pour :

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations.

Les décharges servent à protéger les conduites. Elles sont placées aux points bas et sont constituées d'une canalisation piquée sur la génératrice inférieure, aboutissant à un regard maçonnerie.

IV.13.1. Les ventouses

Elles sont installées aux points hauts du réseau d'adduction, les ventouses ont trois fonctions :

- ✓ De chasser en permanence l'air contenu dans les conduites ;
- ✓ Chasser l'air à grands débits au cours des opérations de remplissage des conduites ;
- ✓ De laisser pénétrer l'air à grand débit lors de vidange involontaire de la conduite afin d'éviter la mise en dépression ;

Le dimensionnement des ventouses se fait en prenant en compte deux paramètres :

- ✓ La pression de fonctionnement ;
- ✓ La taille de la ventouse déterminée par celle du circuit d'évacuation de l'air dépend lui-même de débit d'air qui doit être chassé au introduit dans la conduite.

IV.13.2. Les vannes

IV.13.2. 1. Robinet vanne

Seront placés à la fin de chaque tronçon, ce sont des vannes dites à fermeture lente, leur manœuvre n'apporte généralement pas de perturbations sensibles dans le réseau (vanne de sectionnement).

Dans notre cas un système de vannage existant le long des ramifications pour le remplissage des piscines.

IV.13.2. 2. Robinet papillon

Les robinets à papillon sont également prévues sur la ligne de notre adduction en vue de faciliter les réparations, on éventuelle ces robinets à papillons seront installées avec les vidanges. Ces appareils permettent une fermeture beaucoup plus rapide que les robinets ordinaires.

IV.13.3. Les ouvrages spéciaux

Clapet anti-retour, cônes, tés, coudes, vannes à flotteur,.....

Toutes les pièces spéciales sont fabriquées à la demande du maître de l'œuvre ces pièces peuvent comporter des brides à fin de pouvoir se raccorder aux robinets vanne par exemple.

Conclusion

D'après notre étude nous avons abouti à :

- une conduite de diamètre **200 mm** qui permet de véhiculer le débit jusqu'au château d'eau (250 m^3) avec une hauteur manométrique de **37.5 m**,
- une autre conduite principale de **200 mm**, qui permet le véhiculer le même débit pompé destinée pour le remplissage des piscines.

Il est nécessaire de choisir les pompes adéquates pour assurer l'adduction par refoulement. Ce qui est l'objectif du chapitre suivant.

Chapitre V :
Etude du pompage

Introduction

Les ressources en eau ont toujours été recherchées puis mobilisées pour divers usages concourant au développement socio-économique des populations. Les points d'utilisation sont généralement distants des ressources en eau. Aussi il faut transporter les demandes en eau de leur site naturel aux points d'utilisation. Ce transport exige de l'énergie. Les pompes répondent toutes au même besoin, déplacer un liquide d'un point bas à un autre haut. Pour déplacer ce liquide il faut lui communiquer de l'énergie. Les pompes vont apporter cette énergie, le moteur qui alimente les pompes transforme l'énergie thermique ou électrique en énergie mécanique pour permettre le mouvement des organes des pompes ; cette énergie est transmise au fluide.

Dans ce projet, en raison des progrès réalisés dans l'utilisation de la force électromotrice, nous avons envisagé des pompes centrifuges grâce à leur développement rapide. Accouplées aux moteurs électriques, elles constituent des groupes légers peu encombrants, peu coûteux et d'un très bon rendement. Elles sont à axes horizontaux ou verticaux, monocellulaires ou multicellulaire.

V.1.Définition

- Une pompe est une machine hydraulique qui aspire et refoule un liquide (l'eau, l'huile, L'essence, les liquides alimentaires ect...) d'un point à un endroit voulu. La pompe est destinée à élever la charge du liquide pompé. C'est donc un appareil qui génère une différence de pression ΔP entre l'entrée et la sortie de la machine.
- Une station de pompage est une station servant à pomper l'eau ou plus généralement un fluide. Elle peut être utilisée pour plusieurs applications telles que l'approvisionnement en eau des canaux, le drainage des terres basses, et l'élimination des eaux usées vers le site de transformation. Les stations de pompage permettent de refouler l'eau dans les réservoirs des zones de pression supérieures.

V.2.Choix des pompes

Après étude d'adduction (Chapitre IV) pour les deux cas :

- SP-Château :avec une HMT=37.5 m \implies HMT max=37.5 m
- SP-PIS : avec une HMT=22.5 m.

On opte pour des pompes qui doivent assurer une HMT=37.5 m.

V.2.1.Choix du type de 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 ;
- ✓ Etre fabriquée en série.

V.2.2. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

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

V.2.3. Choix du nombre de pompes

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompe qui assure un débit total égale à ce débit maximum. Il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompes de secours, pour les utiliser en cas de panne.

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.2.4. Déterminations du nombre de pompe

D'après le catalogue des pompes **Caprari** [11] on a essayé de trouver le nombre des pompes le plus faible et qui donne un rendement meilleur, on a travaillé avec une, deux, trois pompes, et on a en déduit que la variante d'une (01) seule pompe est la meilleure du point de vue rendement, vitesse de rotation maximale et nombre minimum ; elle assure un débit $Q=23.4$ l/s avec une hauteur manométrique totale $H_{mt}=37.5$ m ,et une pompe de secours, pour le type de pompe on a choisi une pompe à axe horizontal multicellulaire.

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

N ^{br} de pompe	Q _{app} (l/s)	H _{mt,app} (m)	P _{abs} (Kw)	rendement (%)	N (tr/min)	NPSH _r	nombre d'étage
1	23.4	37.5	12.2	70.8	1459	1,48	3
2	11,7	38	6,17	69,6	1399	1,78	2
3	7,8	37	3,93	71,4	1438	1,54	4

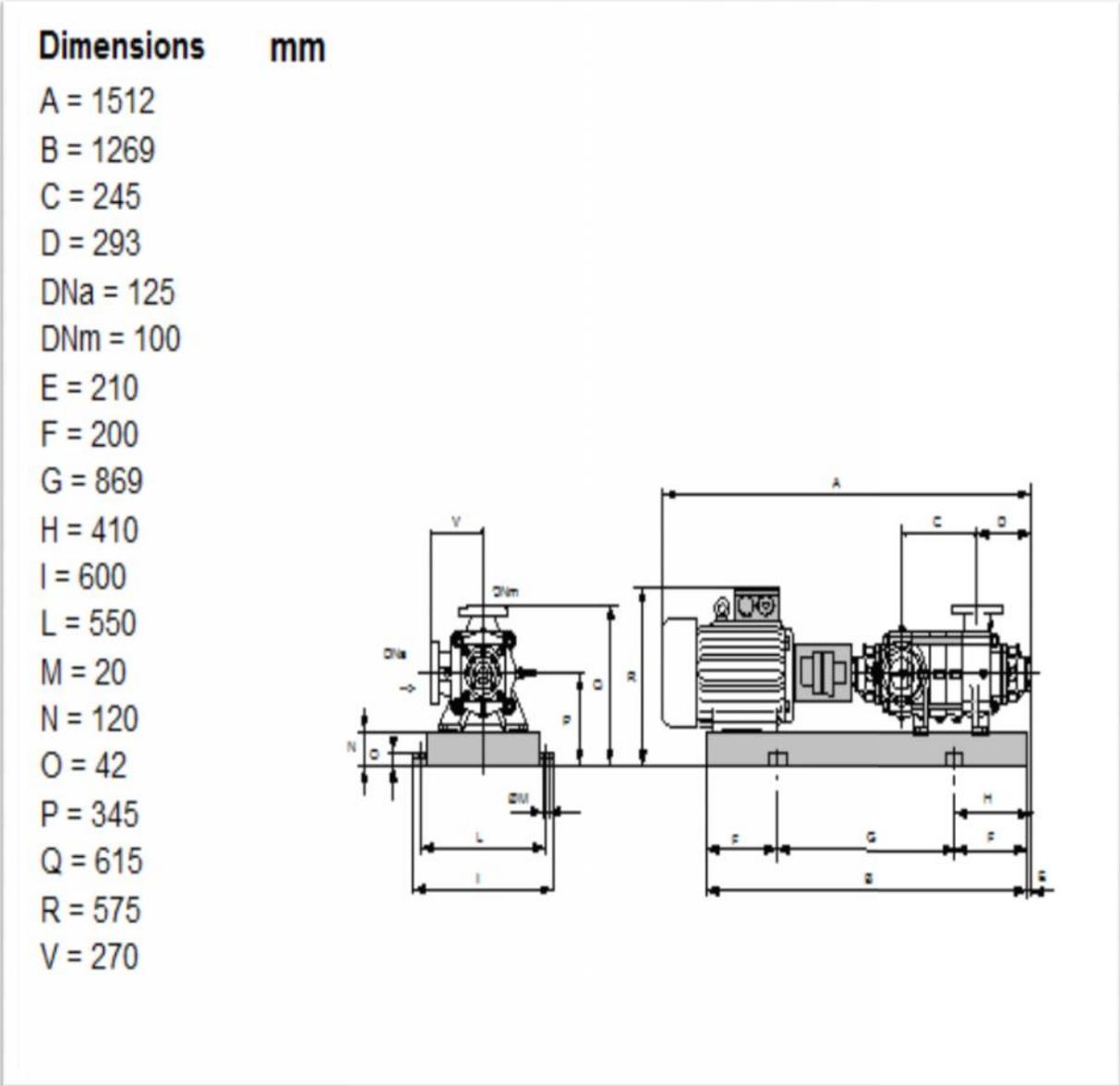


Figure V.1:Dimensions de la pompe choisie.

V.2.5. Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe: $[H-Q]$, $[P_{abs} - Q]$, $[P_p-Q]$, $[(NPSH)_r - Q]$ sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI et sont représentées par la **figure V.1**.

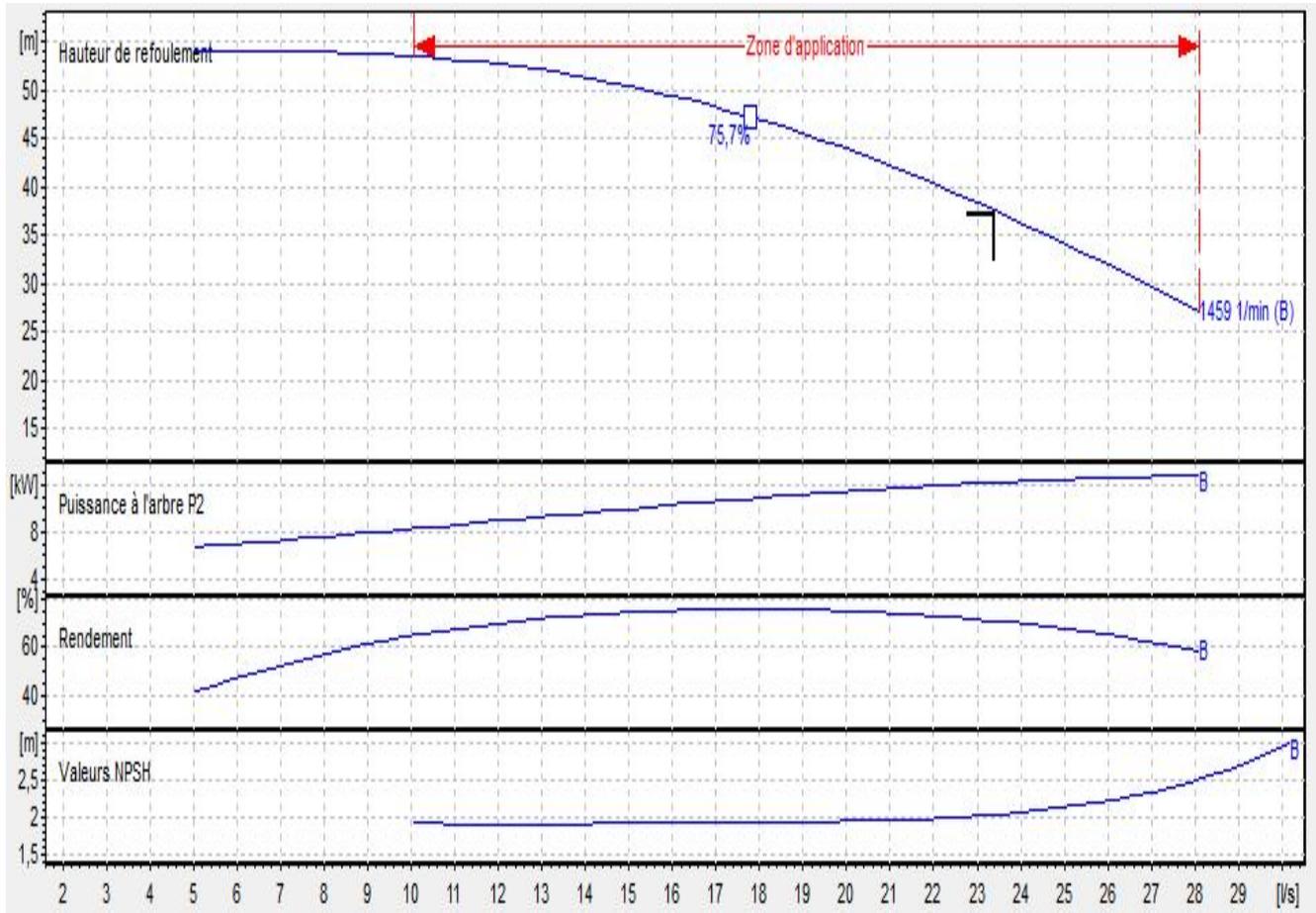


Figure V.2: Courbes caractéristiques de la pompe.

V.2.6. Description de la pompe

Type de la pompe PM 100 /3B

- ✓ Pompe centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal ;
- ✓ Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte ;
- ✓ Corps de refoulements et corps d'étage : en fonte (PMS : en fonte sphéroïdale) ;
- ✓ Corps de refoulements 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 ;
- ✓ Roulement à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens ;
- ✓ Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement ;

- ✓ Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946).

Données techniques / Caractéristiques

- ✓ Q : 23.4l/s
- ✓ H : 37.5 m
- ✓ n. pôles :4
- ✓ Fréquence :50 Hz
- ✓ Monophasé / Triphasé : 3~
- ✓ Puissance moteurP2: 15 KW
- ✓ Tension : 400V
- ✓ Diamètre refoulement : DN100(UNI PN40)
- ✓ Raccord d'aspiration : DN125 (UNI PN25)

V.2.7. Points 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 refoulant un débit de la pompe en fonctionnement [H_c-Q].

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

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

✓ Courbe caractéristique de la conduite

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

$$H_c = H_g + h_t$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m)

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

✓ Pertes de charge singulières

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires

✓ Pertes de charge totales (h_t)

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

$$h_t = 1.15 h_l$$

Chapitre V :Etude du pompage

Avec :

Δh_l :Perte de charge linéaire (m)

$$h_l = \frac{8 \lambda L_{ref} Q^2}{f^2 g D_{ec}^5}$$

D'où :

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

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

Q : débit refoulé par la pompe (m³/s)

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

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

V.3. Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données

Le débit et la hauteur manométrique correspondant au point de fonctionnement étant respectivement égal au débit et à la hauteur manométrique appelés, aucun mode de réglage ne s'impose.

V.4. Accessoires du collecteur d'aspiration et de refoulement :

✓ **Equipement en amont :**

➤ **Choix du nombre de collecteur d'aspiration :**

Le nombre du collecteurs d'aspiration est égale au nombre de pompes d'aspiration donc : $N_{col}=1$

➤ dimensionnement des équipements en amont :

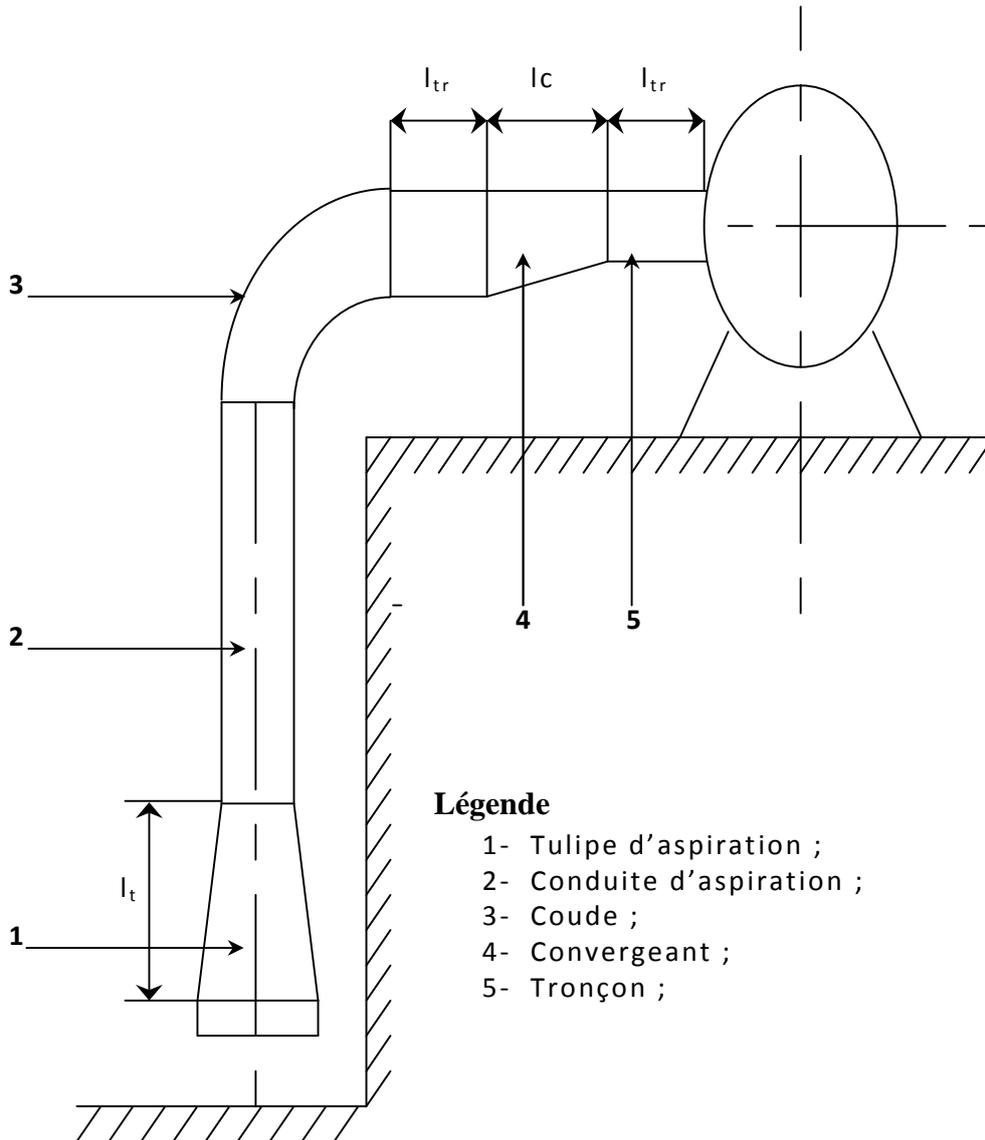


Figure V.4: les équipements en amont.

▪ Diamètre de la conduite d'aspiration :

Le diamètre de la conduite d'aspiration dans notre cas égale à :

$$D_a = (1,2 \text{ à } 1,5) d_a$$

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration ;

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration.

d_a = DN_a = 125 mm (figure V.1)

$D_a = 1,2 * 125 = 150$ mm ; le diamètre normalisé est 160 mm

$$D_a = 160 \text{ mm}$$

Chapitre V :Etude du pompage

➤ Vérification de la vitesse :

La vitesse dans la conduite d'aspiration est donnée par la formule suivante :

$$V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2}$$

Cette vitesse doit être vérifiée par rapport aux fourchettes suivantes :

- $V_a = (1 - 1,5)$ m/s, pour $Da \leq 250$ mm.
- $V_a = (1,2 - 2)$ m/s, pour $250 \leq Da \leq 800$ mm.
- $V_a = (1,8 - 3)$ m/s, pour $Da > 800$ mm.

$$\text{A.N} : V_{asp} = \frac{4 \cdot 0.0}{\pi \cdot 0.1^2}$$

$$V_{asp} = 1.16 \text{ m/s ; Condition vérifiée}$$

▪ Longueur du convergent :

$$l_c = (3,5 \sim 4)(Da - da)$$

On prend : $l_c = 3,7 (Da - da)$

On aura:

$$l_c = 4 (160 - 125) = 140 \text{ mm}$$

$$l_c = 0,14 \text{ m}$$

▪ Longueur du tronçon d'aspiration:

$l_{tr} \approx 2 Da$, prenons $l_{tr} = 2 Da$; on aura:

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

$$l_{tr} = 0,32 \text{ m}$$

✓ Equipement en aval :

Légende :

- 1- Divergeant ;
- 2- Clapet anti-retour ;
- 3- Robinet vanne ;
- 4- Vanne de vidange ;
- 5- Conduite de refoulement ;
- 6- Buté.

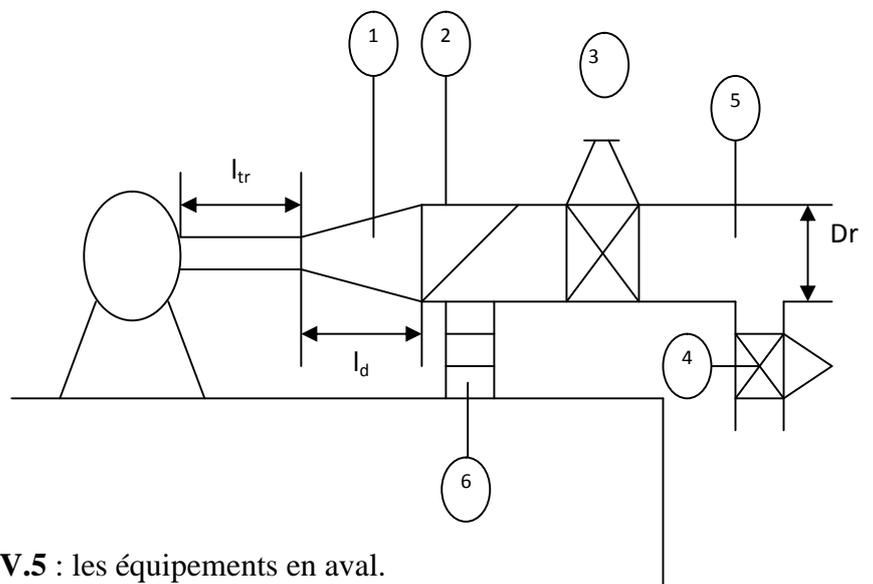


Figure V.5 : les équipements en aval.

Chapitre V :Etude du pompage

Pour notre cas on a un seul collecteur principal, car le linéaire de refoulement n'est pas très grand,

Le choix du matériau du conduite de refoulement dépend de :

-) La disponibilité sur le marché ;
-) Prix de pose ;
-) La résistance chimique ;
-) L'adaptation aux terrains accidentés ;
-) Le diamètre ;

Et pour notre collecteur principal on choisit le **PEHD**.

▪ Diamètre de la conduite de refoulement :

Le diamètre de la conduite de refoulement doit être déterminé par une étude technico-économique ($D_{\text{économique}}=200 \text{ mm}$; voir chapitre IV étude de l'adduction), en respectant les critères suivants :

-) Le long de refoulement ;
-) Prix de mètre linéaire de la conduite ;
-) Le schéma de raccordement ;
-) Nombre de collecteur ;
-) Le débit forcé et la hauteur d'élévation ;
-) Du prix de KWh ;
-) Type de matériau selon la rugosité ;
-) Le rendement global de la station de pompage,

▪ Longueur du tronçon de refoulement :

$l_{\text{tr}} \mid 2D_r$ et on a $D_r=200 \text{ mm}$

$l_{\text{tr}}=2*200=0,4\text{m}$ $L_{\text{tr}}=0,4\text{m}$

▪ Longueur du divergent :

$$l_d = (3,5 - 4)(D_r - d_r)$$

$$d_r = 0,25 D_r$$

$$d_r = 50 \text{ mm}$$

D'où :

$$l_d = 3,75*(200-50) = 562.5\text{m}.$$

$$l_d=0,563 \text{ m}$$

▪ diamètre du divergent :

$$D_{\text{div}} = 0,25* D_r$$

$$D_{\text{div}}=0.25*0.2$$

$$D_{\text{div}}=50 \text{ mm}$$

V.5.Etude de la cavitation [5]

Le phénomène de cavitation se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau décroît du niveau de la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue. En ce point la valeur de la tension du vapeur est atteinte.

La cavitation est occasionnée par un dégagement intense de gaz ou de vapeur dans le liquide en écoulement dans ce cas l'homogénéité du liquide est détruite, il se produit des chocs violents accompagnés des dimensions brutales de la hauteur créée et du rendement, pour éviter tous risques de la cavitation, la condition suivante doit être respectée.

$$(NPSH)_r < (NPSH)_d$$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

$$(NPSH)_d = P_{at} - T_v - (h_{asp}^{adm} + h_{asp} + (V_a^2/2g))$$

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

On prend : $r = 0,3$ m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en aspiration au niveau de notre station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = P_{at} - T_v - ((NPSH)_r + r + h_{asp} + (V_a^2/2g))$$

Avec :

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

P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e)

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

Avec :

H : altitude de la station

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

Tableau V.3: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température

T° (C°)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv(m.c.e)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

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

Chapitre V :Etude du pompage

Δh_{asp} : Perte de charge totale du côté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1.10-1.15) \Delta h_{asp}^{lin}$$

Avec :

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour le collecteur et la conduite d'aspiration.

$$\Delta h_a^{li} = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L_a \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g \cdot D_a^5}$$

Avec :

$$\lambda = X(1,14 Z 0,86 L n \frac{V}{D})^{2Z}$$

:rugosité du matériau pour le PEHD varie entre 10^{-3} et $2 \cdot 10^{-3}$ mm, $\varepsilon = 10^{-3}$

L_{asp} : longueur du collecteur d'aspiration, $L_{asp} = 7$ m ;

Q : débit refoulé par une seule pompe (m^3/s) ; $Q = 0.0234 m^3/s$

D_a : diamètre de la conduite d'aspiration (mm). $D_a = 160$ mm

$$\Delta h_a^{li} = \frac{8 \cdot 0.0098 \cdot 7 \cdot 0.0234^2}{\pi^2 \cdot 9.8 \cdot 0.16^5}$$

$$\Delta h_a^{li} = 0.024 \text{ m}$$

$$h_{asp} = 1.15 \cdot 0.024$$

$$\Delta h_{asp} = 0.028 \text{ m}$$

V.6. Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la cote exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

Pour les installations en aspiration :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} + h_{asp}^{admi} - r$$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;

∇_{min} : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

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

C_p : cote 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).

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

on prend : $r = 0.3$ m.

➤ **Application Refoulement : Station de pompage – Réservoir**

Chapitre V : Etude du pompage

-) La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 1.48 \text{ m}$
 -) La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 155 \Rightarrow P_{at} = 10,11 \text{ mce}$
 -) La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ }^\circ\text{C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
 -) Perte de charge totale du côté aspiration : $h_{asp} = 0,028 \text{ m}$
 -) La hauteur d'aspiration admissible :
$$h_{asp}^{adm} = 10,10 - 0,24 - 1,48 - 0,3 - 0,028 - (1,16^2 / 2 * 9,8)$$
$$h_{asp}^{adm} = 7,98 \text{ m}$$
- donc : $(NPSH)_d = 10,11 - 0,24 - (7,98 + 0,028 + \frac{1,1^2}{2g})$ **$(NPSH)_d = 1,79 \text{ m}$**

$$(NPSH)_d = 1,79 > (NPSH)_{r+r} = 1,48 + 0,3,$$

Donc, la condition est vérifiée, notre pompe est loin de risque de cavitation.

-) Le niveau minimum du plan d'aspiration :
 $\nabla_{min} = 202 - 4,5 + 2,15 = 199,65 \text{ mNGA}$
-) niveau de l'axe de la pompe :
 $\nabla_{axe} = 199,65 + 7,98 - 0,3 = 207,3 \text{ mNGA}$

V.7. Choix du moteur électrique

V.7.1. Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- ✓ Tension d'alimentation fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.

On choisit les moteurs adéquats en fonction de la puissance fournie par ce dernier et de sa vitesse de rotation.

V.7.2. Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/mn}$$

Où:

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

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

$$N_m = 1659 \text{ tr/min}$$

V.7.3. Puissance fournie par le moteur

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

$$P_m = \frac{\rho * Q_{app} * HMT * K}{\eta_p * \eta_{acc} * m}$$

Où :

P_m : puissance du moteur (watt) ;

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

Q_{app} : débit refoulé par une pompe ;

Chapitre V :Etude du pompage

HMT : hauteur manométrique totale ;

η_p : rendement de la pompe ;

η_{acc} : rendement de l'accouplement, $\eta_{acc}= 0,93$;

η_m : rendement du moteur, $\eta_m= (12-95) \%$,

On prend : $\eta_m = 90 \%$.

K : coefficient correcteur, il fonction de la puissance de la pompe ;

Tableau V.4:Coefficient de correction en fonction de la puissance

P_{abs} (Kw)	1-2	2-10	10-50	50-100	100-200	<200
K	2	2 -1,3	1,3 - 1,2	1,2 - 1,1	1,1 - 1,05	1,05

➤ Application Refoulement :Station de pompage –Réservoir

a) Puissance du moteur :

-) Le rendement de la pompe : $\eta_p=0.71$;
-) La hauteur manométrique totale : $HMT=37.5$ m ;
-) Le débit refoulé par la pompe : $Q=23.4$ l/s ;
-) La puissance absorbée par la pompe : $P=12.2$ KW ;
-) Le coefficient correcteur : $K=1.2947$;
-) La puissance du moteur est :

$$P_m = \frac{9 \quad 0.0 \quad 3 \quad 5 \quad 1.2}{0.9 \quad 0.9 \quad 0.7}$$

$P_m=18.8$ kW

b) Caractéristiques du moteur :

On note les caractéristiques du moteur électrique à partir du catalogue CAPRARI :

-) **Fréquence** : 50 HZ.
-) **Tension nominale** :400 V ;
-) **Vitesse nominale** :1450 1/min ;
-) **Nombre de pôles** : 4 ;
-) **Puissance nominale** P_2 :15 kW ;
-) **Courant nominal** :-A ;
-) **Type du moteur** :3 ~ ;
-) **Classe d'isolation** :F ;
-) **Degré de protection** : IP 55.

V.8. Dimensionnement des bâtiments des stations

Le type du bâtiment de la station de pompage doit satisfaire les conditions suivantes :

-) Destination de la station de pompage
-) Type des équipements principaux et leur dimensionnement
-) Conditions naturelles
-) Matériaux de construction et leur disponibilité
-) Type d'assemblage

) Schéma de raccordement.

Notre bâtiment est un bâtiment de surface.

Les dimensions des bâtiments de la station de pompage sont calculées par rapport à celles des pompes et des moteurs, de façon à avoir la meilleure disposition possible des machines.

Un bon dimensionnement est la clé d'une bonne exploitation et un bon fonctionnement de la station.

V.8.1. Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit :

$$H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9$$

Où :

H_5 : distance verticale ;

$$H_5 = H_p + H_s + H_r$$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p=R$ (figure V.1)

A.N : $H_p = 575\text{mm}$

H_s : hauteur du socle de 0,3 à 0,5 m, $H_s = 0,45$ m

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_5 = 0,575 + 0,45 + 0,5$ $H_5 = 1,525$ m

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6=2,2$ m ;

H_7 : hauteur du chariot (pont roulant), $H_7 = 0,3\text{m}$;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0,8$ m ;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0,5\text{m}$;

A.N : $H_b = 1,525 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5$

$$H_b = 5,325\text{m.}$$

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 **7,5 m**.

V.8 .2.Largeur de la salle des machines (bâtiment) :

Elle est donnée par la relation :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.s$$

s : épaisseur du mur, $s = 0,2$ m ;

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

l_2 : distance entre les tubulures, $l_2 = 1,2$ m ;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration,

$$l_3 + l_4 = l_p + l_{tr} + l_{tasp} + l_c$$

Chapitre V :Etude du pompage

Où :

l_p : largeur de la pompe, $l_p=I$: (figure V.1)

$$l_p = 0.6 \text{ m} ;$$

l_{tr} : longueur du tronçon de refoulement, $l_{tr} = 2 * D_a$

$$\text{A.N : } l_{tr} = 2 * 160$$

$$l_{tr} = 0,32 \text{ m} ;$$

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

l_c : longueur du convergent, $l_c = 0.14 \text{ m}$;

$$\text{A.N: } l_3 + l_4 = 0.6 + 0.32 + 0.32 + 0.14$$

$$l_3 + l_4 = 1.38 \text{ m}$$

$$\text{A.N: } l_b = 0,3 + 1,2 + 1.38 + 2 * 0,2 \quad l_b = 3.615 \text{ m},$$

On prend

$$l_b = 5 \text{ m}.$$

Conclusion : La station de pompage aura une largeur de **5 m**.

V.8.2. Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n * L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p$$

n : nombre de pompes, $n = 2$ (tenant compte de la pompe de secours)

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = L_{pe} + L_m$;

$$L = 1512 \text{ mm}, \text{ soit: } L = 1.512 \text{ m}.$$

$$n * L = 2 * 1.512 L = 3.024 \text{ m}.$$

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 : $L_p = 4 \text{ m}$;

$$\text{A.N : } L_b = 3.024 + 1,2 + 3 + 3 + 4$$

$$L_b = 14.224 \text{ m}.$$

Conclusion : La station de pompage aura une longueur de **18 m** (Longueur normalisée).

V.8.3. Dimensions des portes

✓ porte principale : **3,2*3**

✓ porte secondaire : **2,5*1,6**

V.8.4. 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. On prend 12.5 %

$$\sum S_f = 0,125 * 18 * 5$$

$$S_f = 11.25 \text{ m}^2$$

Le nombre de fenêtres sera :

$$n = S_f / S_f$$

Chapitre V :Etude du pompage

n: nombre de fenêtres ;

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

A.N : n=11.25/(1.5*3)

n= 3 fenêtres

V.8.5. Dimensionnement des marches d'escalier :

✓ hauteur : **17 cm** ;

✓ largeur : **30 cm** ;

✓ pente : **1/1,75**.

Tableau V.5 Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)					
Longueur	Largeur	Hauteur	Fenêtres	portes	
				principale	secondaire
18	5	7.5	1.5*3	3.2*3	2.5*1.6

V.9. Dimensionnement de la bache de la station de pompage :

Le dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge qui est généralement, estimé à 15 min.

Le volume de la bache d'aspiration est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q}{T} t$$

Avec :

V_{bache} : volume de la bache (m³) ;

Q_{maxj} : débit maximale journalier total ; Q_{maxj}=2021.76 m³/j

T_f : temps de fonctionnement de la station de pompage (T_f=24h) ;(le temps de fonctionnement de la station en cas de pompage au réservoir et pour le remplissage des piscines)

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

$$\text{A.N : } V_{\text{bache}} = \frac{2021.76 \cdot 0.25}{24} = 21.1 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{bache}} = 25 \text{ m}^3$$

Conclusion

A l'aide du catalogue Caprari on a choisi une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal ,qui est entraînée par un moteur convenable de la même marque, afin d'assurer un bon fonctionnement en tenant compte du phénomène de cavitation et ses effets, en assurant que la pompe est installée et disposée correctement.

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plateforme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques) .

Chapitre VI :
Réservoirs

Introduction:

Les réservoirs sont généralement des ouvrages intermédiaires entre les réseaux d'adductions et de distributions. Ils jouent un rôle très important dans un réseau d'alimentation en eau potable et peuvent avoir plusieurs fonctions, un réservoir nécessite une étude technique sérieuse pour qu'il soit rempli à son niveau de trop plein, ainsi que son emplacement doit être bien choisis pour avoir une charge qui peut favoriser l'écoulement gravitaire en assurant la pression admissible sur le réseau de distribution. Dans ce chapitre nous devons dimensionner le réservoir à projeter et savoir sa capacité.

VI.1. Fonctions des réservoirs [6]

- ✓ Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation.
- ✓ Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à cette dernière.
- ✓ Les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :
 - panne électrique ;
 - remplacement d'une pompe ;
 - accident sur la conduite de refoulement quand il se trouve à la tête du réseau.
- ✓ Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.
- ✓ Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle sans être entamé par un dispositif spécial dit système à évent, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorçe lorsque le niveau de la réserve est atteint.
- ✓ Les réservoirs peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- ✓ Les réservoirs peuvent aussi jouer le rôle de relais ils sont appelés dans ce cas réservoirs tampons.
- ✓ Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer à tout moment et en tout point du réseau une pression suffisante. C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations, c'est-à-dire principalement la nuit. La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

VI.2. Prescriptions sanitaires [6]

En plus de leurs rôles précédemment cités, les réservoirs doivent répondre aux prescriptions sanitaires ci-après :

- ✓ Les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation.

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

VI.3. Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés selon les critères suivants:

- D'après la nature des matériaux, on distingue :
 - ♦ Réservoirs métalliques
 - ♦ Réservoirs en maçonnerie
 - ♦ Réservoirs en béton armé
 - ♦ Réservoirs en plastique
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être:
 - ♦ Réservoirs enterrés
 - ♦ Réservoirs semi enterrés
 - ♦ Réservoirs surélevés
 - ♦ même niveau sur sol
- D'après la forme de la cuve
 - ♦ Réservoirs carrés.
 - ♦ Réservoirs circulaires.
 - ♦ Réservoirs rectangulaires.
- D'après la nature du liquide:
 - ♦ Réservoirs d'eau
 - ♦ Réservoirs à hydrocarbure (pétrole, essence)
- D'après le mode de couverture:
 - ♦ Réservoirs non couverts.
 - ♦ Réservoirs couverts.
- D'après des considérations esthétiques, ils peuvent :
 - ♦ Soit affirmer les fonctions de l'ouvrage.
 - ♦ Soit s'intégrer au paysage.
- ❖ Dans notre cas, le réservoir à dimensionner est un réservoir surélevé d'alimentation (distribution) avec une cuve de forme circulaire pour favoriser le brassage de l'eau à

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

l'intérieur pour garder une bonne qualité d'eau, et aussi puisque la forme circulaire amortie les forces de pression exercée sur les parois et elle plus économique .

VI.4. Château d'eau

Le terme « Château d'eau » ,également appelé « réservoir surélevé »par les exploitants d'eau potable ,ou « réservoir sur tour »par les constructeurs , est un réservoir dont le fond s'élève au _ dessus du niveau du sol .Une telle construction est essentiellement composée de deux parties :

- ✓ Le réservoir proprement dit ou cuve,
- ✓ Le support, communément appelé fût .

La hauteur d'implantation du château d'eau est calculée en fonction de la consommation d'eau et la pression demandée et la topographie du site.

Le calcul de la hauteur ce fait après l'étude du dimensionnement du réseau d'AEP de notre zone c'est- à - dire (diamètres des tronçons, les pertes de charges, les vitesses admissibles) à partir du point le plus défavorable dans le réseau, on doit calculer les côtes de pression dans chaque point jusqu'à arrivée au château d'eau c'est-à-dire le calcul se fait de l'amont a l'aval.

La côte du radier du château d'eau est déterminée envisageant la relation suivante :

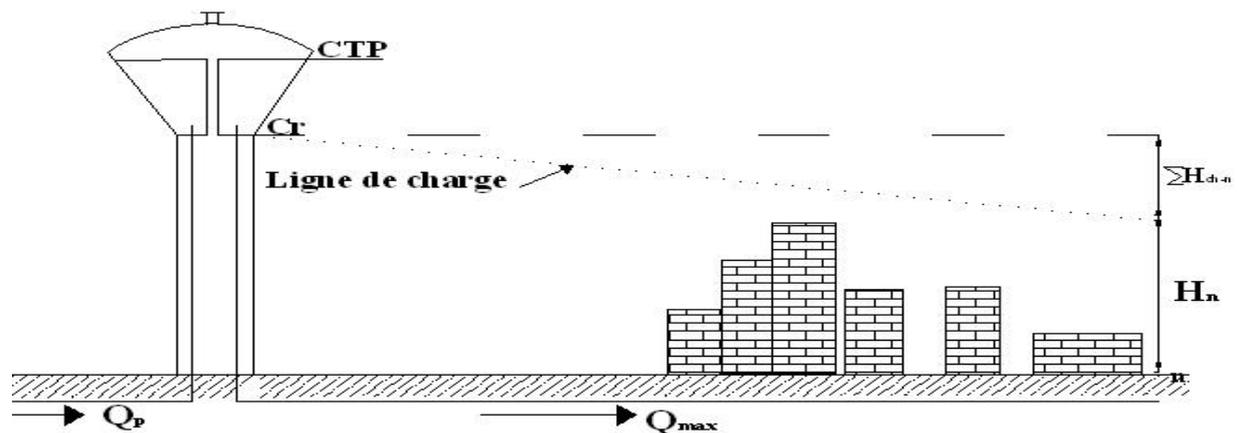
$$C_r = C_p + \sum H_{chZn} + H_n$$

Avec:

H_n : désigne la pression de service au point le plus défavorable.

$\sum H_{chZn}$: Somme des pertes de charge du château, au point considéré.

C_p : cote du terrain au point considéré.



$C_r=202m$ (voir chapitre VII :réseau de distribution)

Notre château d'eau est relié avec le nœud 01, avec une côte terrain $C_{t01}=180$ m, dont on doit assurer une pression de 10 m au minimum dans tout les nœuds du réseau.

Afin d'assurer cette dernière on prévoit pour un château d'eau avec une hauteur d'implantation de 15 m (hauteur normalisée).

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

Lorsque la cote du terrain de notre château est égale à 187m ; donc l'aspect hydraulique est vérifiée, et pour des raisons de conception (aspect génie civil) on prend une Hauteur de surélévation du château (hauteur du fût) par rapport au sol égal à $H=15$ m ; la cote radier de notre château sera égale donc à 202m.

VI.5. Capacité de la cuve

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le château d'eau doit avoir une capacité suffisante. Cette dernière doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situé en amont et, d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder par :

- ✓ Soit la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé.
- ✓ Soit la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et ceux de départ du réservoir.

VI.6. Calcul du volume de la cuve par la méthode analytique

Pour le calcul de ce volume, nous utilisons la méthode analytique. Cette capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 20 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sur la réserve minimale destinée à l'incendie, elle est estimée à 120m^3 c'est-à-dire pendant deux heures du fait qu'au delà l'incendie aura tout détruit,

Le temps de travail de la pompe est $T_{\text{pompage}} = 20\text{h}$; $C_p = \frac{1}{2} = 5$.

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

Tableau VI.1 : Calcul de la capacité du réservoir surélevé

heures (H)	Apport par la pompe(%)	Consommation horaire en %	Arrivée au réservoir (%)	Départ du réservoir (%)	reste d'eau (%)
0-1	0	0,43		0,43	1,58
1-2	0	0,43		0,43	1,15
2-3	0	0,58		0,58	0,57
3-4	0	0,57		0,57	0
4-5	5	1,73	3,27		3,27
5-6	5	2,02	2,98		6,25
6-7	5	10,47		5,47	0,78
7-8	5	11,62		6,62	-5,84
8-9	5	2,02	2,98		-2,86
9-10	5	2,02	2,98		0,12
10-11	5	3,47	1,53		1,65
11-12	5	3,18	1,82		3,47
12-13	5	3,18	1,82		5,29
13-14	5	3,47	1,53		6,82
14-15	5	11,33		6,33	0,49
15-16	5	11,33		6,33	-5,84
16-17	5	13,36		8,36	-14,2
17-18	5	4,91	0,09		-14,11
18-19	5	3,47	1,53		-12,58
19-20	5	3,47	1,53		-11,05
20-21	5	3,47	1,53		-9,52
21-22	5	1,73	3,27		-6,25
22-23	5	1,16	3,84		-2,41
23-24	5	0,58	4,42		2,01
	100	100			

✓ Calcul du volume de la cuve:

$$V_{TOT} = V_u + V_{inc}$$

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

✓ Détermination du volume utile :

$$V_u = \frac{(m \quad +) + |(m \quad -)|}{1} Q_{maxj}$$

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

Avec :

V_u : volume utile du réservoir ;

Q_{maxj} : débit maximal journalier ;

Max reste+ : pourcentage du volume maximal qui devant être stocké ;

Max rest - : valeur du reste maximale négative prise en valeur absolue.

$$\text{A.N : } V_u = \frac{47 + |-1.7|}{1} * 417.16$$

$$V_u = 68.62 \text{ m}^3 ; \text{ on prend : } V_u = 70 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{TOT}} = V_u + V_{\text{inc}}$$

$$V_{\text{TOT}} = 70 + 120 = 190 \text{ m}^3$$

On prend :

$$V_{\text{TOT}} = 250 \text{ m}^3$$

D'après les résultats de calcul, il ressort que la conception d'un ouvrage de 250 m³ assurera la capacité de stockage nécessaire à l'approvisionnement régulier en eau potable de notre complexe .

VI.7.Choix du type du château d'eau:

Vu le volume d'eau du château et en raison des avantages cités, les châteaux du type cylindro-conique sont choisis :

- Economie sur les frais de construction
- De coté esthétique
- Etude architecturale très simplifiée
- Etanchéité plus facile à réaliser
- Conservation à une température constante de l'eau emmagasinée.

➤ Dimensionnement de la cuve du château 250 m³

) On pose: h= 4.5 m.

) Le volume d'un cône (cuve) $V_{\text{cu}} = \frac{\pi r^2 h}{3}$

) Le diamètre de la cuve :

$$D = 2 \sqrt{\frac{3V}{\pi h}}$$

$$\text{A.N : } D = 2 \sqrt{\frac{3 \cdot 250}{3.14 \cdot 4.5}}$$

D=14.6 m ; on prend D=15m.

) Réévaluation de la hauteur d'eau :

$$h = \frac{3V}{\pi r^2}$$

$$\text{A.N: } h = \frac{3 \cdot 250}{3.14 \cdot 7.5^2}$$

h=4.24 m ;

) La section de la cuve :

$$S = \frac{V}{h}$$

$$\text{A.N : } S = \frac{250}{4.5} ;$$

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

$$S=55.6\text{m}^2.$$

) La hauteur totale du réservoir :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0,25 à 1m, au dessus du plan d'eau.

$$H=h+R$$

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

On prend: R = 0,26 m

AN: H = 4.24 + 0,26 ;

$$H = 4.5\text{m} .$$

) La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie en utilisant la formule: $h_{\text{inc}} = \frac{V}{S}$

Avec : h_{inc} : hauteur de la réserve d'incendie (m).

A.N : $h_{\text{inc}} = \frac{V}{S}$;

$$h_{\text{inc}} = 2.15\text{m}$$

VI.8. Emplacement des châteaux d'eau :

L'emplacement du château d'eau pose souvent un problème .On doit toujours tenir compte des considérations suivantes

- Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et Par conséquent les diamètres.
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute côte 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.
- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du château se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité
- l'emplacement du château d'eau doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par une pression suffisante.

VI.9. Equipements Hydraulique du Château d'eau [4]

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

- ✓ D'une conduite d'arrivée ;
- ✓ D'une conduite de départ ;
- ✓ D'une conduite de trop plein ;
- ✓ Conduite de décharge ou de vidange ;

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

- ✓ D'un système de matérialisation de la réserve d'incendie ;
- ✓ D'une conduite by-pass.

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

VI.9.1.conduite d'arrivée :

C'est la conduite provenant de la source gravitairement ou par refoulement qui tend à remplir le réservoir. Selon la qualité de l'eau, cette arrivée peut avoir différents endroits au niveau de la cuve ; ceci pour permettre un bon brassage et une articulation de l'eau au niveau de la cuve tout en conservant le volume d'incendie intact et renouvelable pour éviter la contamination.

On distingue différents cas :

-) arrivée par le haut en surverse ;
-) arrivée par le fond ou par le bas ;
-) arrivée par le haut avec conduite noyée ;

Mais actuellement en pratique, l'arrivée par le bas ou par le fond sont à conseiller pour pouvoir brasser convenablement l'eau.

Notre conduite d'arrivée est de type refoulement donc son diamètre est égal au diamètre économique calculé dans le chapitre étude de l'adduction.

$$D_{arr}=D_{éco}=200 \text{ mm}$$

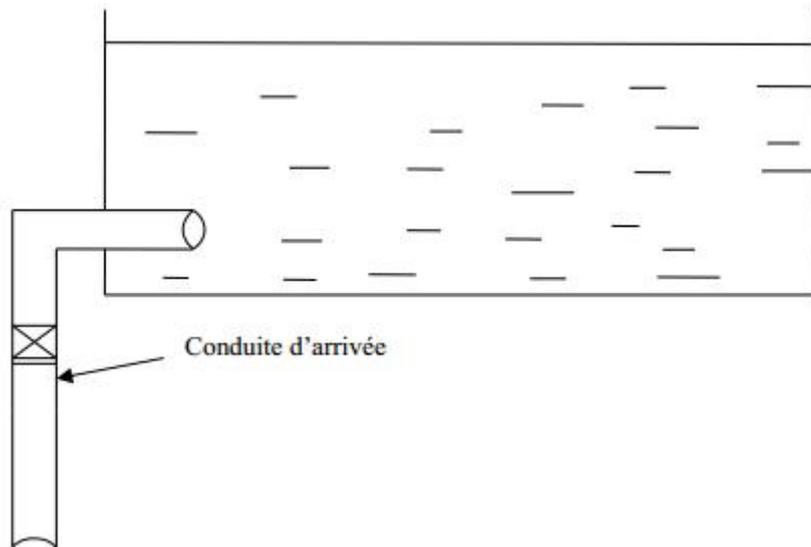


Figure VI.1 :Arrivée de la conduite d'adduction par le bas

VI.9.2.Conduite de départ ou de distribution :

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée des matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite .

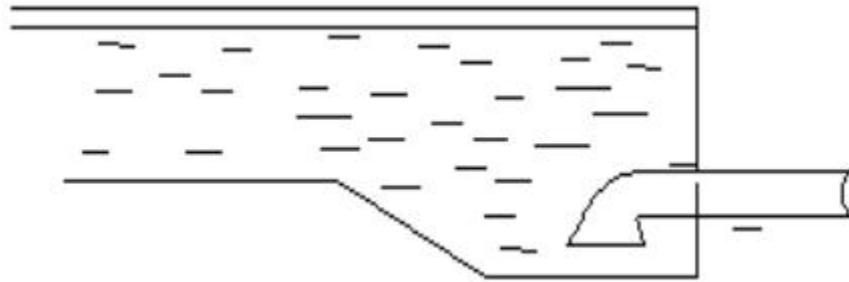


Figure VI.2 : Conduite de départ

Cette conduite est dimensionnée par le débit pointe + incendie, pour notre cas :

$$Q_{pt+inc}=0,032m^3/s$$

Pour cela on détermine le diamètre avantageux (écoulement gravitaire), avec vitesse limites et débit limite

$$V=0,6 \div 1,4m/s \quad \text{on prend } V=1m/s$$

$$Q = S.V \Rightarrow D_{dép} = \sqrt{\frac{4}{f} \frac{0,032}{1}} \times 0,202m$$

Avec : S : surface de conduite, $D_{dép}$: Diamètre de la conduite de départ

$$D_{dép}=225 \text{ mm}$$

Après normalisation du diamètre on doit vérifier la vitesse :

$$V = 0.85 \text{ m/s}$$

VI.9.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau dans le réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit être munie d'une conduite de trop plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étrangers.

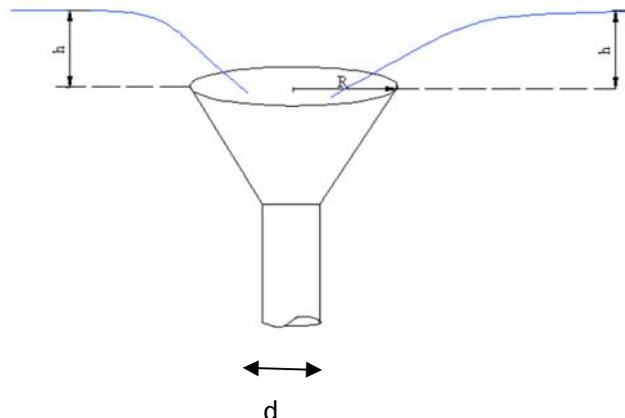


Figure VI.3 : Conduite de trop plein et de vidange

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

Le débit évacué par cette conduite donnée par la formule :

$$Q = \mu \sqrt{2g} R \sqrt{h} \times 27,831 \sqrt{R} \sqrt{h}^{3/2}$$

Q: Etant le débit évacué

R: Etant le rayon du déversoir

h: Etant la hauteur de lame d'eau

μ: Etant coefficient de débit

Les expériences faites au laboratoire, montrent que le coefficient de débit varie très peu avec

le rapport $\frac{h}{R}$

Valeurs de $\frac{h}{R}$	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
Valeurs de μ	0,415	0,414	0,410	0,404	0,393

Le débit d'exploitation de la pompe $Q_p = 0,049 \text{ m}^3/\text{s}$

On prend : $\frac{h}{R} = 0,5 \Rightarrow h = 0,5R$

Donc : $0,0234 = 27,831 \times 0,393 \cdot R \cdot (0,5R)^{3/2} \Leftrightarrow R \cdot (0,5R)^{3/2} = \frac{0,0234}{27,831 \cdot 0,393}$

$R^{2,5} \times \frac{0,0234}{27,831 \cdot 0,393 \cdot (0,5)^{3/2}} \Rightarrow R = 0,129 \text{ m} = 130 \text{ mm}$

$D = 300 \text{ mm}$

$h = 0,065 \text{ m}$

Le diamètre de la conduite de trop plein :

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,049}{f \cdot 0,5}} \times 0,244 \text{ mm}$$

d = 250 mm

VI.9.4. Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

Le diamètre de la conduite de vidange est choisi en fonction du temps de vidange, ce dernier est donné par l'expression (d'après CARLIER)

$$T = \frac{2V}{m \vartheta \sqrt{2gh}}$$

Avec :

V: désigne le volume de château d'eau

m: coefficient de débit pour orifice circulaire $m = 0.6$

ϑ : désigne la section de conduite

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

h : la hauteur de château

$$T \times \frac{2 \mid 250}{0,6 \mid \frac{f \mid D_{vid}^2}{4} \sqrt{2 \mid 9,81 \mid 4,5}} \times \frac{376,01}{D^2}$$

Pour $D_{vid} = 200\text{mm}$

$T = 2823\text{s} \Rightarrow T = 48 \text{ min}$

VI.9.5. Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge.

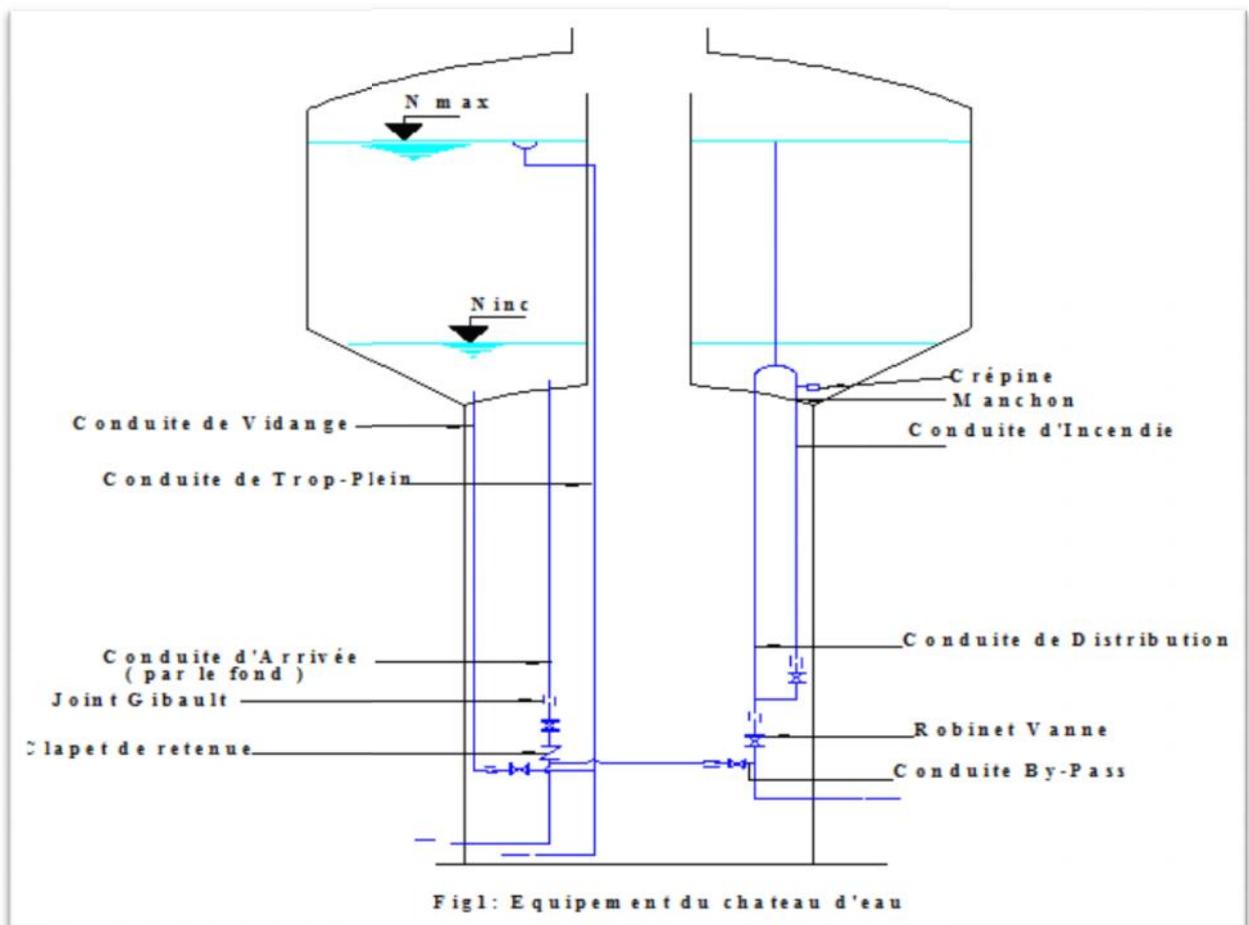


Figure VI.4. Equipement de réservoir

IV.9.6 Matérialisation de la réserve d'incendie : [4]

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

➤ **Système à deux prises :**

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. A l'aide d'un té, ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre. Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie. La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

➤ **Système à siphon:**

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

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

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

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

NB : Dans notre cas, on opte pour le système à évent.

.VI.10. Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, le château d'eau est :

- Couvert pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- Eclairé par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanche et ne reçoit aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ;
- aérés par des orifices grillagés.

Conclusion

L'étude précédente a permis de calculer la capacité du réservoir surélevé, qui est de 250 m³, pour satisfaire les besoins en eau pour toutes catégories de consommateurs dans notre complexe touristique.

Chapitre VII :
Réseau de distribution

Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau dans le complexe touristique Aqua parc, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de notre zone d'étude.

Ce chapitre consiste à dimensionner notre réseau de distribution ainsi que sa conception, afin d'acheminer l'eau aux usagers en quantité et qualité satisfaisantes et de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression.

VII.1. Les différents types de réseaux :

On distingue trois types de réseaux :

-) Réseau maillé.
-) Réseau ramifié.
-) Réseau étagé.

VII.1.1. Réseau ramifié :[4]

Le réseau ramifié est constitué par une conduite principale et des conduites secondaires (branches) branchées tout le long de la conduite principale : c'est un réseau arborescent.

C'est un réseau qui n'assure aucune distribution du retour, il suffit qu'une panne se produise sur la conduite principale et que toute la population à l'aval sera privée d'eau.

VII.1.2. Réseaux étagés :

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées) . En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

VII.1.3. Les réseaux maillés : [4]

Un réseau maillé est constitué d'une série des tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé. Contrairement aux réseaux ramifiés; le réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Ils sont utilisés généralement dans les zones urbanisées et tendent à se généraliser dans les agglomérations rurales, sous forme associée à des réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

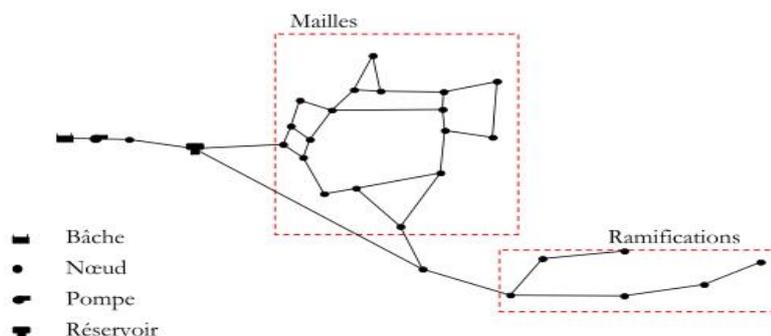


Figure VII.1 : Représentation schématique d'un réseau d'alimentation en eau

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

NB : Pour notre étude, nous avons choisi un réseau ramifié car c'est un réseau qui présente les avantages suivants :

- ✓ simple à construire et facile à calculer.
- ✓ permet d'avoir un coût d'investissement minimal.

VII.2. Conception d'un réseau de distribution

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons :

- ✓ La topographie du lieu où se trouve la zone à desservir ;
- ✓ L'importance de cette zone ;
- ✓ L'emplacement des consommateurs principaux ;
- ✓ Le souci d'assurer un service souple et régulier.

VII.3. Choix du matériau des conduites

La matière qui compose les canalisations varie suivant :

- ✓ La pression supportée ;
- ✓ La nature du sol ;
- ✓ Le type d'obstacle à franchir ;
- ✓ L'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ; la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes... etc.).

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, PVC et le PEHD.

VII.3.1. Tuyaux en fonte :

Présentent plusieurs avantages :

-) Bonne résistance aux forces internes ;
-) Bonne résistance à la corrosion ;
-) Très rigides et solides.

L'inconvénient est que les tuyaux en fonte sont très lourds, très chers et ne sont pas disponible sur le marché.

VII.3.2. Tuyaux en acier :

-) Les tuyaux en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose ;
-) Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement) ;

Leur inconvénient est la corrosion.

VII.3.3. Tuyaux en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié)

-) Bonne résistance à la corrosion ;
-) Disponible sur le marché ;
-) Une pose de canalisation facile.

Leur inconvénient est le risque de rupture.

VII.3.4. Tuyaux en PEHD (Polyéthylène haute densité) :

-) Durée de vie importante ;
-) Bonne résistance à la corrosion ;

-) Disponibilité sur le marché ;
-) Faible perte de charge ;
-) Résistants aux ondes ;
-) Résistants aux changements climatiques et à l'écart thermique.

Leur inconvénient est la nécessité d'une technique spéciale dans le montage.

Pour notre projet d'étude, on utilise des conduites en PEHD.

VII.4. Principe du calcul d'un réseau ramifié

Le calcul des réseaux ramifiés se fait en partant de l'extrémité aval du réseau et en remontant de proche en proche jusqu'au réservoir.

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau ramifié s'effectuent de la manière suivante :

Tout d'abord nous déterminons

- la longueur de chaque tronçon du réseau ramifié ;
- les débits routes pendant les heures considérées ;
- le débit spécifique à partir des débits en route ;
- les débits supposés concentrés aux nœuds.

VII-5. Calcul hydraulique du réseau

Dans le réseau, chaque point est caractérisé par un débit et la pression qui règne. Le diamètre des conduites dépend de ces deux paramètres.

Au cours de ce chapitre nous étudierons les différents débits nécessaires véhiculés dans le réseau ainsi les pressions de service pour chaque régime de fonctionnement.

- Cas de pointe ;
- Cas de pointe plus incendie ;

VII.5.1. Détermination des débits :

a. Débit route :

Il est défini comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$Q_R = Q_{\text{cons}} - Q_{\text{conc}}$$

Avec :

Q_R : débit route global (l/s);

Q_{cons} : débit consommé (l/s) ;

Q_{conc} : Somme des débits concentrés (l/s).

b. Débit spécifique :

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons.

$$Q_{\text{SPECIFIQUE}} = Q_{\text{ROUTE}} / L_I$$

Avec :

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

Q_{spc} : débit spécifique (l/s/m) ;

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m).

c. Débit au nœud :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Q_{n, i} = 0.5 Q_{ri-k} + Q_{conc}$$

Avec

$Q_{n, i}$: débit au nœud i (l/s) ;

Q_{ri-k} : somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s) ;

Q_{conc} : somme des débits concentrés au nœud (l/s).

Les débits énumérés ci-dessus nous permettent de dimensionner le réseau de distribution pour les deux cas : de pointe et de pointe + incendie.

VII.5.2. Calcul des débits :

a. Cas de pointe :

Le cas de pointe est détecté à partir du graphique de consommation (figure III.6) entre 18 heures et 19 heures.

Nous avons :

$$Q_{cons} = 55.31 \text{ m}^3/\text{h} = 15.364 \text{ l/s} ;$$

et $Q_{conc} = 0$ (pas de débit concentré)

$$\text{Donc } Q_{route} = Q_{cons} = 15.364 \text{ l/s}$$

$$\sum L_i = 1335.933 \text{ m}; \text{ donc : } Q_{spc} = 15.364 / 1335.933 = 0,011501 \text{ l/s/m.}$$

$$Q_{spc} = 0,011501 \text{ l/s/m.}$$

Tableau VII.1 : récapitulatif des débits de calcul pour le cas de pointe.

Heure de pointe (18 heures à 19 heures)	Q cons(l/s)	15,364
	Qconc(l/s)	0
	Qroute(l/s)	15,364
	Li(m)	1335,933
	Qspe(l/s/m)	0,011501

Ces données nous permettent de calculer le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit du nœud du réseau.

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans le **tableau VII.2**

Tableau VII.2 : calcul des débits aux nœuds : cas de pointe

Nœud	Tronçon	Li(m)	Qsp(l/s/m)	Qr(l/s)	QN(l/s)
15	15-13	484,109	0.011501	5,568	2,78
14	14-13	20		0,230	0,12
13	13_11	20		0,230	3,01
	13_14	20		0,230	
	13_15	484,109		5,568	
12	12_11	23		0,265	0,13
11	11_1	353,015		4,060	2,28
	11_12	23		0,265	
	11_13	20		0,230	
10	10_8	48,867		0,562	0,28
9	9_8	37,055		0,426	0,21
8	8_6	20,5		0,236	0,61
	8_9	37,055		0,426	
	8_10	48,867		0,562	
7	7_6	35,469		0,408	0,20
6	6_4	25,5		0,293	0,47
	6_7	35,469		0,408	
	6_8	20,5		0,236	
5	5_4	39,153		0,450	0,23
4	4_2	66,602		0,766	0,75
	4_5	39,153	0,450		
	4_6	25,5	0,293		
3	3_2	125,363	1,442	0,72	
2	2_1	37,301	0,429	1,32	
	2_3	125,363	1,442		
	2_4	66,601	0,766		
1	1_11	353,015	4,060	2,24	
	1_2	37,301	0,429		

b. Cas de pointe + incendie :

Sauf disposition contraire, on prévoit réglementairement que l'extinction d'un incendie moyen nécessite un débit de $60\text{m}^3/\text{h}$, soit 16.67 l/s pendant une durée de deux heures. c'est donc un volume de 120 m^3 , qui doit être mutuellement constitué et réservé à l'extinction des incendies.

Ce débit est ajouté au nœud n°15 qui est le point le plus défavorable (le plus éloigné). Ce débit est ajouté en cas où la consommation est maximale, c'est à dire à l'heure de pointe.

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

Pour l'élaboration de la répartition des débits, on prend en considération les mêmes débits des nœuds en heure de pointe, en ajoutant 16,67l/s dans le nœud N°15 et c'est à dire on aura un nouveau débit au nœud N°15 .

Tableau VII.3:Calcul des débits aux nœuds : cas de pointe+ incendie.

Nœud	Tronçon	Li(m)	Qsp(l/s/m)	Qr(l/s)	Qc(l/s)	QN(l/s)
15	15-13	484,109	0,011501	5,568	16,67	19,454
14	14-13	20	0,011501	0,230	0	0,115
13	13_11	20	0,011501	0,230	0	3,014
	13_14	20	0,011501	0,230	0	
	13_15	484,109	0,011501	5,568	0	
12	12_11	23	0,011501	0,265	0	0,132
11	11_1	353,015	0,011501	4,060	0	2,277
	11_12	23	0,011501	0,265	0	
	11_13	20	0,011501	0,230	0	
10	10_8	48,867	0,011501	0,562	0	0,281
9	9_8	37,055	0,011501	0,426	0	0,213
8	8_6	20,5	0,011501	0,236	0	0,612
	8_9	37,055	0,011501	0,426	0	
	8_10	48,867	0,011501	0,562	0	
7	7_6	35,469	0,011501	0,408	0	0,204
6	6_4	25,5	0,011501	0,293	0	0,468
	6_7	35,469	0,011501	0,408	0	
	6_8	20,5	0,011501	0,236	0	
5	5_4	39,153	0,011501	0,450	0	0,225
4	4_2	66,602	0,011501	0,766	0	0,755
	4_5	39,153	0,011501	0,450	0	
	4_6	25,5	0,011501	0,293	0	
3	3_2	125,363	0,011501	1,442	0	0,721
2	2_1	37,301	0,011501	0,429	0	1,318
	2_3	125,363	0,011501	1,442	0	
	2_4	66,601	0,011501	0,766	0	
1	1_11	353,015	0,011501	4,060	0	2,245
	1_2	37,301	0,011501	0,429	0	

VII.5.3.Répartition arbitraire des débits :

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire la répartition arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon.

VII.5.4. Détermination des diamètres du réseau et des vitesses d'écoulement:

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau en se basant sur le tableau VII.4 ci-dessous et avec la formule de continuité nous déterminons la vitesse:

$$V_0 = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi^2}$$

Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle [0.5 : 1.5] m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

-) L'accumulation des dépôts solides.
-) L'érosion des conduites.
-) L'effet du régime transitoire.

Tableau VII.4 : Diamètres avantageux en fonction des débits limites

Diamètres (mm)	Débits limites (l/s)
50	<2.19
75	2.2 à 5.2
100	5.2 à 9.1
125	9.1 à 13.8
150	13.8 à 23.6
200	23.6 à 44
250	44 à 71
300	71 à 103
350	103 à 144
400	144 à 217
500	217 à 505

Les résultats de calcul sont rassemblés dans le tableau VII.5 :

Tableau VII.5: Détermination des diamètres avantageux

Tronçons	débit de pointe (l/s)	Débit de pointe + incendie (l/s)	Débit transité(l/s) Qmax	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
1_2	0,429	0,429	0,429	50	0,219
1_11	4,060	4,060	4,060	75	0,919
2_3	1,442	1,442	1,442	50	0,735
2_4	0,766	0,766	0,766	50	0,390
4_5	0,450	0,450	0,450	50	0,229
4_6	0,293	0,293	0,293	50	0,149
6_7	0,408	0,408	0,408	50	0,208
6_8	0,236	0,236	0,236	50	0,120
8_9	0,426	0,426	0,426	50	0,217
8_10	0,562	0,562	0,562	50	0,286
11_12	0,265	0,265	0,265	50	0,135
11_13	0,230	0,230	0,230	50	0,117
13_14	0,230	0,230	0,230	50	0,117
13_15	5,568	19,454	19,454	150	1,101

VII.6. Calcul du réseau par logiciel EPANET[12]:

VII.6.1. présentation du logiciel :

VII.6.1.1. Définition :

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

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique,

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. **EPANET** offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- préciser l'usage des stations de rechloration (ou autres traitements) en réseau,
- planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

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

VII.6.1.2.Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. **EPANET** contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

VII.6.2.Les résultats de calcul :

Les résultats de calcul de réseau seront indiqués dans des tableaux selon les cas :

VII.6.2.1.Cas de pointe :

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

Tableau VII.6: Calcul des paramètres hydrauliques et géométriques des tronçons :

Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Dnormalisé (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pertes de charge (m/km)
1_2	37.301	198.2	225	4.8	0.16	0,15
1_11	383.02	79.2	90	8.32	1.69	41.75
2_3	125.363	79.2	90	0.72	0.15	0.44
2_4	66.60	110.2	125	2.76	0.29	0.99
4_5	39.15	44	50	0.23	0.15	0.97
4_6	25.5	66	75	1.78	0.52	5.61
6_7	35.47	44	50	0.2	0.13	0.82
6_8	20.5	55.4	63	1.11	0.46	5.56
8_9	37.26	44	50	0.21	0.14	0.88
8_10	48.867	55.4	63	0.28	0.12	0.47
11_12	23	28.2	32	0.13	0.21	3.29
11_13	20	66	75	5.91	1.73	54.87
13_14	20	28.2	32	0.12	0.18	2.57
13_15	484.11	79.2	90	2.78	0.57	5.2
Ch_01	7.91	220.4	250	-15.36	0.4	0.77

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

Tableau VII.7:Caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds.

Nœud	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
01	180	203.99	23.99
02	181	201.99	20.99
03	180	200.93	20.93
04	182	203.92	21.92
05	181	203.88	22.88
06	176	203.78	27.78
07	175	203.75	28.75
08	173	203.66	30.66
09	171	203.63	32.63
10	172	203.64	31.64
11	149	188.00	39.00
12	149	187.93	38.93
13	148	186.91	38.91
14	148	186.86	38.86
15	142	184.39	42.39
Château	202	2.00	204.00

VII.6.2.2.Cas de pointe+ incendie :

Tableau VII.8:Calculdes paramètres hydrauliques et géométriques des tronçons :

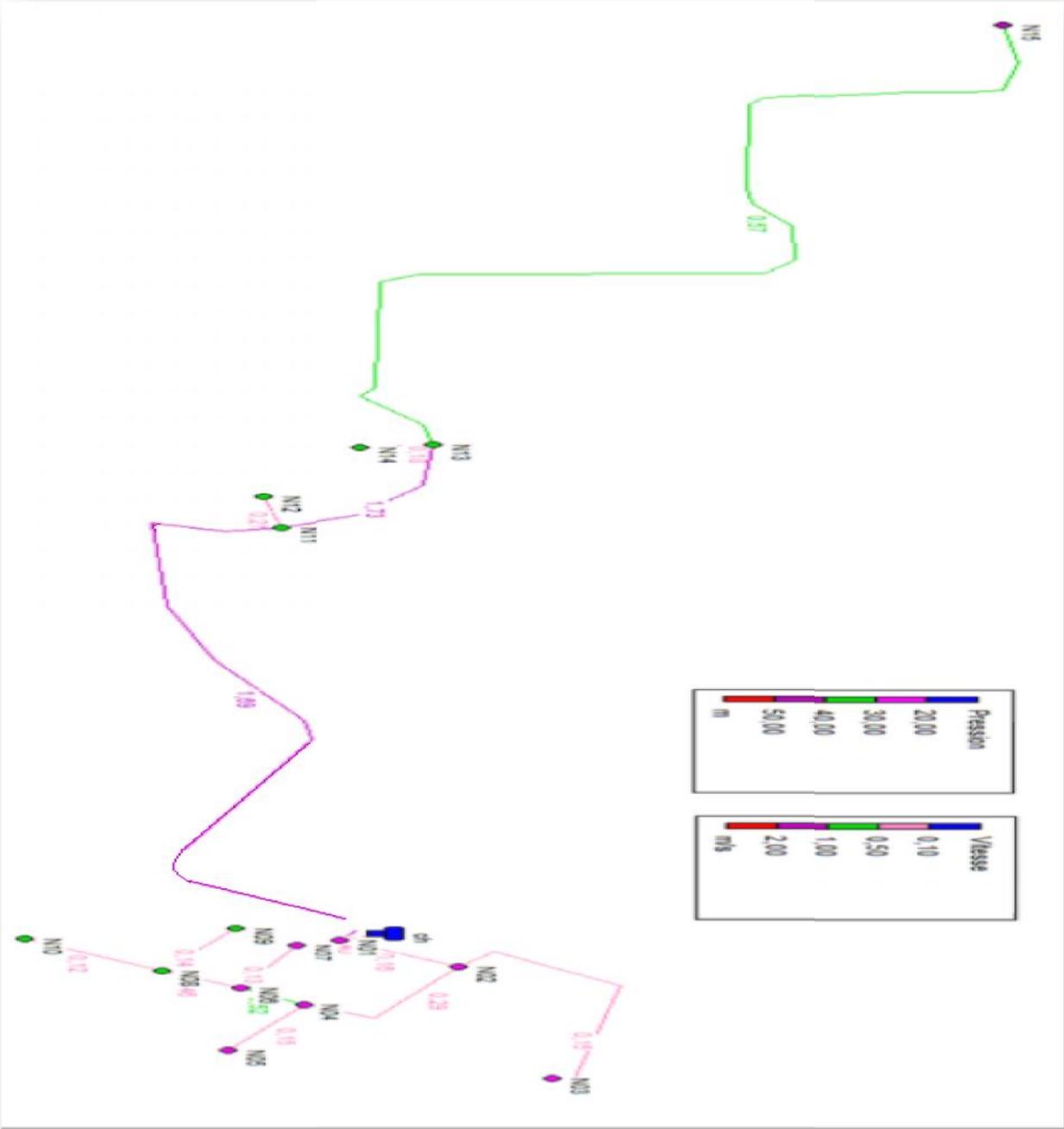
Tronçons	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Dnormalisé (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Perte de charge (m/km)
1_2	37.301	198.2	225	4.8	0.16	0,15
1_11	383.02	141	90	24.99	1.60	18.34
2_3	125.363	79.2	90	0.72	0.15	0.44
2_4	66.60	110.2	125	2.76	0.29	0.99
4_5	39.15	44	50	0.23	0.15	0.97
4_6	25.5	66	75	1.78	0.52	5.61
6_7	35.47	44	50	0.2	0.13	0.82
6_8	20.5	55.4	63	1.11	0.46	5.56
8_9	37.26	44	50	0.21	0.14	0.88
8_10	48.867	55.4	63	0.28	0.12	0.47
11_12	23	35.2	32	0.13	0.14	1.12
11_13	20	141	75	22.58	1.45	15.09
13_14	20	35.2	32	0.12	0.12	0.88
13_15	484.11	123.4	90	19.45	1.63	22.32
Ch_01	7.91	220.4	250	-32.03	0.84	3.07

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

Tableau VII.9:caractéristiques hydrauliques et géométriques des nœuds.

Nœud	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
01	180	203.98	23.98
02	181	201.97	20.97
03	180	203.91	20.91
04	182	203.90	21.90
05	181	203.87	22.87
06	176	203.76	27.76
07	175	203.73	28.73
08	173	203.65	30.65
09	171	203.61	32.61
10	172	203.62	31.62
11	149	196.95	47.95
12	149	196.92	47.92
13	148	196.65	48.65
14	148	196.63	48.63
15	142	185.84	43.84
Château	202	2.00	204.

Après avoir déterminé les caractéristiques hydrauliques et géométriques réelles; nous procédons à la répartition définitive des débits le long du réseau (figVII.2; VII.3)



figureVII.2:simulation pour le cas de pointe

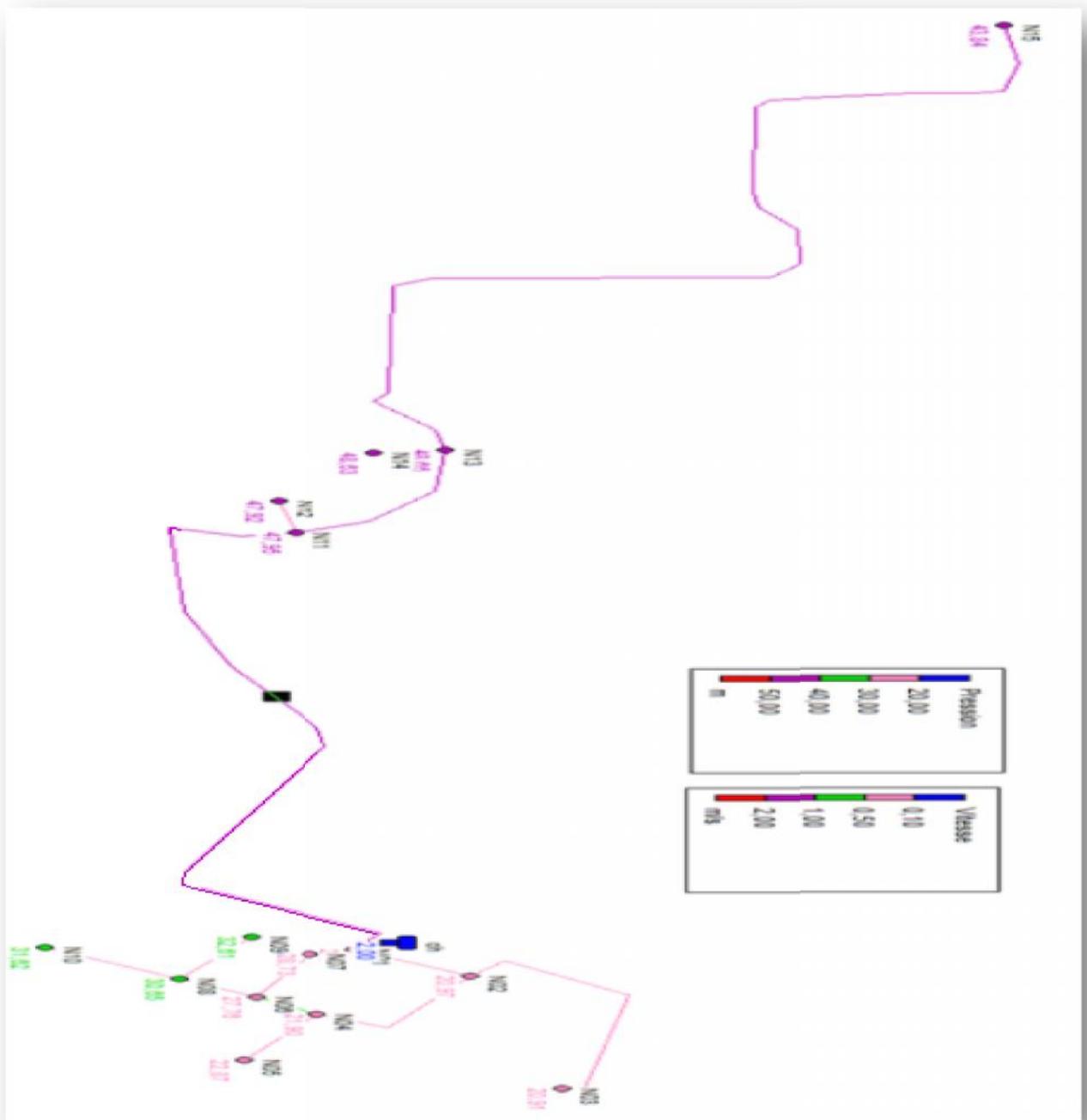


Figure VII.3 : Simulation pour le cas de pointe + incendie

VII.7.Équipement du réseau de distribution :

VII.7.1- Type de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 50mm et 250 mm.

VII.7.2- Appareils et accessoires du réseau :

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

VII.7.2.1- Robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille », celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

VII.7.2.2- Bouches ou poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

VII.7.2.3- Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu.

VII.7.2.4- Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydraulique. Elles permettent de chasser et pénétrer l'air dans la conduite ainsi que la limitation de la dépression.

VII.7.2.5- Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange de la conduite. Ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

VII.7.2.6- Bouche d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

VII.7.2.7- pièces spéciales de raccord :

- ✓ **les Tés** : ils sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- ✓ **les coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- ✓ **les cônes** : ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- ✓ **les croix de jonction** : ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- ✓ **les manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.
- ✓ **Les compteurs** : Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné notre réseau en utilisant le logiciel EPANET.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 50 mm et 250 mm et les pressions varient entre 20 m et 42m.

Chapitre VIII :
Protection des
canalisations contre le
coup de bélier

Introduction

Lors du transport en charge de liquide spécialement l'eau soit gravitaire soit à l'aide d'une pompe, il arrive souvent une discontinuité de l'écoulement à cause de l'arrêt de la pompe ou la fermeture brusque de la vanne par exemple, entraînant ainsi la modification du régime d'écoulement, en effet on voit apparaitre un régime appelé écoulement transitoire et qui se manifeste entre deux régimes permanents. Cet écoulement provoque de brusques variations de pression qui peuvent être dangereuses et causer des dommages matériels et même humains.

Le but de ce chapitre est de comprendre le phénomène de coup de bélier et réaliser une étude de protection des conduites de refoulement contre le coup de bélier.

VIII.1. Définition du Coup de bélier

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent engendrer d'énormes dommages matériels et quelques fois des pertes de vie humaines. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.[7]

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

VIII.2. Les causes du coup de bélier

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

-) L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
-) La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
-) Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
-) Modification de la vitesse d'une pompe.
-) Variation d'un plan d'eau.
-) La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VIII.3. Risques dus aux coups de bélier

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation dépressions 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 engendrées par les manœuvres brusques. [8]

a) Cas de la surpression

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

b) Cas de dépression

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

c) Fatigue de la canalisation

En régime transitoire les alternances des surpressions et dépressions qui sont une conséquence inévitable du phénomène provoquent la fatigue du matériau de la canalisation même si leur amplitude est faible.

VIII.4 .Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier[9]

Les appareils anti-bélier devront avoir essentiellement pour effet de limiter la surpression et la dépression. Les principaux types de protection anti-bélier sont explicités dans ce qui suit.

VIII.4 .1. Le volant d'inertie

La spécificité de ce moyen est qu'il continue à assurer l'alimentation de la veine liquide, et ce malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe. Ce volant (**Figure (VIII.1)**), qui est placé sur l'arbre du groupe, restitue l'énergie cinétique accumulée pendant la marche en régime normal au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, et donc, de diminuer l'intensité du coup de bélier. En d'autres termes, la vitesse de rotation diminue lentement et il en est de même de son débit. La masse du volant est généralement accumulée près de la périphérie .

Le volant d'inertie est généralement peu ou non utilisable, pour les raisons suivantes :

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

- ✓ Ce procédé est utilisé seulement pour limiter les dépressions.
- ✓ Dans le cas d'une conduite de refoulement assez grande, il faut envisager des volants avec des poids considérables, et par conséquent le système ne sera en aucun cas économique.
- ✓ Par ailleurs, plus le volant est lourd, plus le moteur doit être puissant pour pouvoir vaincre, au démarrage, l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissibles.
- ✓ Ce procédé est finalement utilisé pour la protection des conduites à longueurs de refoulement faibles ou moyennes et qui n'excèdent pas quelques centaines de mètres.

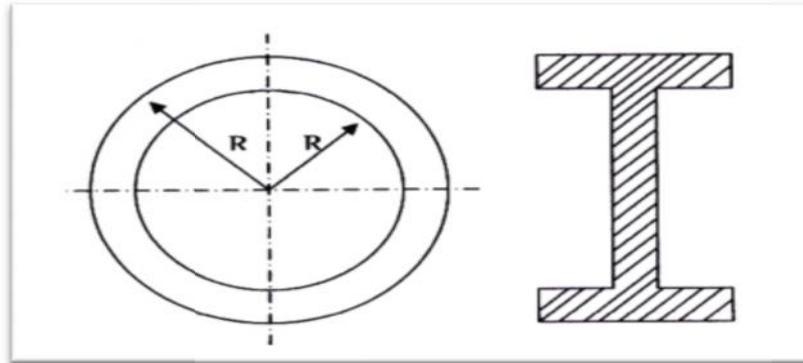


Fig VIII.1 : Volant d'inertie.

VIII.4.2. Les soupapes de décharge

Le rôle d'une soupape consiste à dévier un certain débit à l'extérieur de la conduite à protéger, dès que la pression atteint une certaine valeur de réglage estimée généralement à environ **1.04** à **1.10** de la pression maximale admissible. L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace.

- ✓ Les soupapes permettent la protection contre les surpressions uniquement.
- ✓ Le nombre de soupapes dépend de l'importance de l'installation et est compris généralement entre **1** et **6**.
- ✓ L'utilisation des soupapes nécessite une surveillance attentive et un entretien continu.
- ✓ Il faut aussi prévoir l'évacuation vers l'extérieur de l'eau libérée.

VIII.4 .3. Les Ventouses

On distingue des ventouses à trois fonctions (**Figure (VIII.2)**), à savoir, l'évacuation de l'air contenu dans les conduites, l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange et l'élimination des poches d'air qui se manifestent aux points hauts du circuit (qui peuvent provoquer des coups de bélier), d'où leur installation en des points hauts.

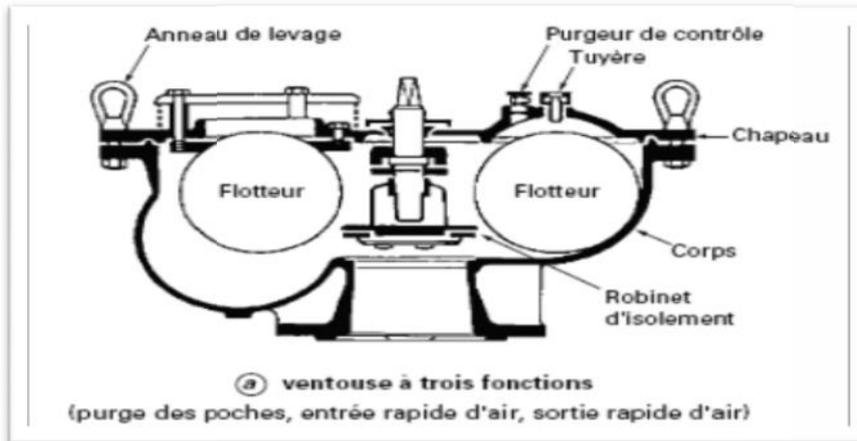


Figure VIII.2 : Ventouse à trois fonctions.

VIII.5.4. Les réservoirs d'air

Le réservoir d'air est l'appareil le plus utilisé pour la protection contre le coup de bélier. C'est un récipient contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure. Ces appareils sont aussi appelés "accumulateur, cloche à air, ballon d'air, réservoir anti-bélier,...etc." (**Figure (VIII.3.a)**). Par ailleurs, un compresseur d'air est habituellement utilisé pour garder le volume d'air dans certaines limites (à cause des fuites) d'une part, et d'autre part, un clapet anti-retour est souvent prévu entre la pompe et le ballon d'air. Ce dispositif est très simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions.

Suite à une disjonction, le clapet se ferme et à ce moment là, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite ; ainsi, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, et ainsi de suite. La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci à travers un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche. A cause du remplissage ou de la vidange du réservoir anti-bélier, l'air dans ce dispositif se comprime ou se dilate, et l'amplitude de la surpression et de la dépression seront réduites suite à la variation graduelle de la vitesse d'écoulement dans la conduite.

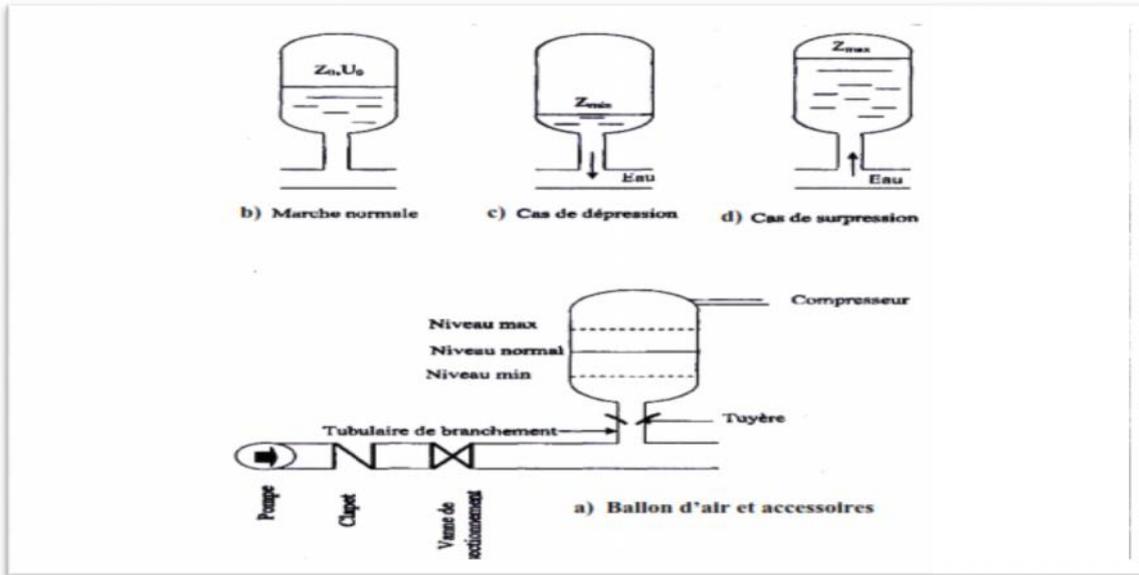


Figure VIII.3: Réservoir d'air.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air grâce aux avantages qu'il présente :

- ✓ Dimensions réduites par rapport à d'autres dispositifs comme la cheminée d'équilibre.
- ✓ Ils sont préconisés comme solutions dans les régions froides, car ils sont faciles à chauffer pour éviter les effets du gel.
- ✓ Ils sont installés parallèlement au sol, cela offre une meilleure résistance aux vents et aux tremblements de terre.

VIII.5. Calcul des réservoirs d'air

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue :

)] Méthode de VIBERT

VIBERT a donné une expression relativement simple qui permet d'avoir le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse V_0 . Les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air en marche normale sont Z_0 et U_0 (Figure (VIII.3.b)).

Z_0 est la pression absolue exprimée en mètres d'eau. Si on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite, la pression absolue Z_0 est telle que :

$$Z_0 = H_g + 10.$$

Où H_g correspond à la hauteur géométrique de refoulement.

On distingue ici deux phases :

1^{ère} phase : A la fin de la dépression, l'air occupe un volume plus grand (Figure (VIII.3.c)) et sa pression sera donc plus faible ; ainsi la pression absolue est Z_{min} .

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

2^{ème} phase : A la fin de la surpression, l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale (Figure (VIII.3.d)) et sa pression sera dans ce cas Z_{max} .

VIBERT a donné un abaque permettant d'avoir U_0 , et ceci en utilisant l'expression suivante :

$$\frac{U}{L S} = \frac{h_0}{Z} \frac{1}{f\left(\frac{Z}{Z}\right)}$$

Dans laquelle $\frac{U}{L S}, \frac{h}{Z}, f\left(\frac{Z}{Z}\right)$ se trouvent sur les trois échelles de l'abaque de VIBERT (en annexe n°05).

Avec :

U_0 : volume d'air en m^3 ;

L : Longueur de la conduite en m ;

S : Section de la conduite en m^2 ;

$h_0 = V_0^2 / 2g$.

La méthode de VIBERT risque de donner des volumes du réservoir très importants.

)] Méthode de PUECH et MEUNIER

Cette méthode est basée sur le fait de tracer sur le même graphique l'enveloppe des dépressions absolues et le profil en long de la conduite de refoulement, nous pouvons constater donc si une partie haute de la conduite peut atteindre le vide absolu (le zéro des pressions).

Si c'est le cas, il va se former une poche de gaz, la veine liquide ne sera plus continue et il va y avoir séparation des deux veines en dépression. Lors de la surpression, les veines liquides vont se rencontrer en ce même point et elles vont additionner leurs pressions jusqu'à quatre fois la pression de service en régime permanent.

L'étude comparative faite par PUECHE et MEUNIER, montre que les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un bon dimensionnement du réservoir d'air.

La méthode de PUECH et MEUNIER utilise trois nombre adimensionnels qui sont :

- ✓ K qui caractérise les pertes de charge.

$$K = \frac{H}{H} \frac{-H}{H}$$

- ✓ A qui caractérise la conduite de refoulement.

$$A = \frac{a}{g}$$

- ✓ B qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

$$B = \frac{V^2}{g} \frac{L}{U}$$

Tel que:

a : célérité d'onde de coup de bélier (m/s) .

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s).

H_0 : pression statique absolue (m)

$$H_0 = H_g + 10$$

H_{abs} : la pression de service absolue (m)

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

Tel que :

$$H_{abs} = H_g + h + 10 = H_{mt} + 10$$

L : longueur totale de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m) ;

U₀: volume d'air initial (m³)

g : accélération de pesanteur (m/s²).

Ayant calculé K et A, nous superposerons la famille de courbe B au profil en long de la conduite, et nous choisirons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U₀.

Remarque :

Pour notre cas, on opte pour la méthode de Vibert.

VIII.6. Dimensionnement du réservoir d'air par la méthode de Vibert

Les Etapes du calcul à suivre sont :

I. Déterminer la valeur maximale du coup de bélier « ΔH_{max} »

$$H_{max} = \pm \frac{cV}{g}$$

Avec :

V₀: Vitesse d'écoulement en régime normal (m/s) ;

g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

c: célérité en [m/s].

H_g: la hauteur géométrique [m]

- ✓ Pour la célérité, **Salah**, en considérant tout comme **Halliwelet Jaeger** que la déformation de la conduite ne se faisait pas librement, mais qu'elle était soumise à l'action de l'élément qui l'entoure, a déterminé la célérité d'onde dans les conduites enterrées. L'effet du sol entourant la conduite a été introduit par l'auteur de deux manières : la première en considérant que le sol se comporte comme un ressort autour de la conduite, là le sol est supposé avoir une épaisseur infinie, la seconde en tenant compte de la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

L'expression générale de la célérité du coup de bélier dans le cas enterré développé par **Salah** est :

$$c = \frac{\sqrt{K}}{\sqrt{\Gamma \frac{K * 2 * a * (1 Z_m^2) * (1 Z_s)}{(1 Z_m^2) * a * E_s \Gamma E_m * e_m * (1 Z_s)}}}$$

Avec :

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07*10⁹ Pascal à 20°C.

: Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m³

Chapitre VIII : Protection des canalisations contre le coup de bélier

Em : module de Young du matériau de la conduite, $E_m=1.2 \cdot 10^9$ pour le PEHD;

Es : module de Young du sol $E_s= 2 \cdot 10^8$ pascal ;

m : coefficient de poisson du matériau, $\nu_m=0.46$ pour le PEHD,

s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite $\nu_s=0.33$.

em : Epaisseur de la conduite (m) , $e_m=11.7$ mm.

a : rayon intérieur de la conduite (m).

- ✓ Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IIX.1 :les caractéristiques de l'adduction par refoulement

Type de matériau	L(m)	D(mm)	Q(m3/s)	V0(m/s)	em(m)	S(m ²)	Hg(m)
PEHD	407,5	200	0,0235	0,75	0,0117	0,031	36,8

2.Déterminer la valeur maximale de la surpression « Hs » et de la dépression « Hd » ;

D'où : $H_s=H_g+\Delta H_{max}$ et $H_d=H_g- \Delta H_{max}$.

3. Calculer la valeur de Z_0 : $Z_0 = H_0 + 10$ (Pression absolue).

4.Calculer la valeur de Z_{max} : $Z_{max} = H_g + \frac{cV}{g} + 10$.

5.Calculer Z_{max} / Z_0 .

6.Calculer la valeur de h_0 : $h_0 = \frac{V^2}{2g}$.

7.Calculer h_0 / Z_0 .

8.Lire sur l'abaque de Vibert les valeurs de $(U_0 / L S)$ et (Z_{min} / Z_0) en utilisant respectivement les valeurs de Z_{max} / Z_0 et h_0 / Z_0 .

9.Déduire la valeur de U_0 .

10.Déduire la valeur de U_{max} tout en sachant que : $U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min}$.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IIX.2: Récapitulatif des résultats obtenus

C(m/s)	Hmax(m)	Hs(m)	Hd(m)	Z ₀ (m)	Zmax(m)	h0(m)
426,74	32,63	69,43	4,17	46,8	79,43	0,0287

Après calcul des rapports Z_{max}/Z_0 et h_0/Z_0 ; et après projection sur l'abaque de Vibert on aura la valeur de U_0 et donc de U_{max} (**Tableau IIX.3**)

Tableau IIX.3 : calcul du volume du réservoir d'air

Z_{max}/Z_0	h_0/Z_0	$U_0/L S$	Z_{min}/Z_0	$U_0(m3)$	$U_{max}(m3)$
1,70	0,000613	$5.55 \cdot 10^{-3}$	0,64	0,0705	0.1

Si nous voulons qu'il reste encore 20% de l'eau lors de la plus grande dépression , il nous faut prévoir un ballon de volume v égale à :

$$V=120 \text{ l}$$

Conclusion

Compte tenu de l'importance des ouvrages à installer, les projets d'adduction sont des projets qui nécessitent beaucoup d'investissement pour réussir, et ils ont également une grande importance sociale car ils sont responsables d'alimenter des milliers de personnes, donc la protection de l'adduction est aussi importante que sa conception.

A travers ce chapitre nous avons vu comment évoluer un régime transitoire après une rupture d'une pompe ainsi que la description physique du phénomène du coup de bélier et en fin nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air.

Chapitre IX :
Organisation du
chantier et sécurité du
travail

Introduction

L'organisation de chantier ne signifie pas uniquement l'exécution des travaux et leur organisation, mais elle représente ainsi l'étude des plans et l'établissement des devis quantitatifs et estimatifs.

Dans ce chapitre on va étudier les différents travaux à entreprendre pour la réalisation d'un abri d'une station de pompage en béton armé et en briques, la réalisation d'une conduite de refoulement en PEHD et la réalisation d'un réservoir de distribution.

IX.1. Différents travaux à entreprendre

IX.1.1. Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- ✓ Exécution du décapage
- ✓ Exécution des fouilles.
- ✓ Coulage du béton de propreté.
- ✓ Coulage du béton pour les semelles.
- ✓ Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- ✓ Remblayage des fouilles.
- ✓ Exécution de la maçonnerie sous longrines inférieures
- ✓ Coulage du béton des longrines inférieures.
- ✓ Remblayage des casiers.
- ✓ Coulage de la chape inférieure.
- ✓ Coulage du béton de poteaux.
- ✓ Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- ✓ Maçonnerie et finition générale.
- ✓ Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage.

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 : $L \cdot l \cdot h$

Avec :

l : largeur de la fouille (m);

L : longueur de la fouille (m);

h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $V = 1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,5 \text{m}^3$

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/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Pour le coulage des poteaux.

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

f) 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.

IX.1.2. Travaux concernant l'adduction

Les tâches 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 le déblai sera posé sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

b) Pose du lit de sable

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

c) Pose des conduites

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

d) Construction des regards

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

e) Remblayage des tranchées

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

f) Nivellement et compactage

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

IX.1.3. Travaux concernant les réservoirs

Dans la zone d'étude nous avons à construire un réservoir de distribution d'une capacité de 250 m³, dont on va déterminer le volume des travaux pour sa réalisation.

- ✓ Excavation
- ✓ Pose du tout venant
- ✓ Coulage du béton de propreté
- ✓ Coulage du béton du radier
- ✓ Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- ✓ Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre
- ✓ Maçonnerie de la chambre de manœuvre et des chicanes.

IX.2. Calcul des volumes des travaux

IX.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $18 \times 5 \text{ m}^2$.
- La profondeur des fouilles h : $h = 1,5 \text{ m}$.
- Les semelles sont de forme carré de côté $L = 1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$.
- Les avants poteaux sont de forme carré de côté $0,30 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,7 \text{ m}$.
- Les poteaux sont de forme carré de côté $L = 0,30 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 6,7 \text{ m}$.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm .
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15 \text{ m}$.
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,45 \text{ m}$ et une épaisseur de $0,30 \text{ m}$.
- La portée entre axe poteau $= 4 \text{ m}$.

Le bâtiment ayant une longueur de 18 m et une largeur de 5 m , le nombre des poteaux sur longueur est égal à 6 ; et sur largeur est de 3 poteaux ; le nombre total est donc de 18 poteaux.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteaux soit 18 semelles et 18 fouilles.

a) Calcul du volume de décapage

L'épaisseur de la couche superficielle à découper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$V_{\text{déc}} = [(18 + 1,5 - 0,3) * (5 + 1,5 - 0,3)] * 0,10 = 11,9 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{déc}} = 12 \text{ m}^3$$

b) Calcul du volume des déblais

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la cote du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

La cote du radier du bâtiment étant à une profondeur de 2 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de : $19,2 * 6,2 * 2$ soit : **$238,08 \text{ m}^3$** .

La fouille ayant le volume de $1,5 * 1,5 * 1,5 \text{ m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de **$3,375 \text{ m}^3$** .

Le nombre de fouilles étant de 18 le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de **$60,75 \text{ m}^3$** .

Le volume total des déblais est tel que : $33,75 + 287,68$ soit environ : **$298,83 \text{ m}^3$**

On prend :

$$V_{\text{déblais}} = 300 \text{ m}^3$$

c) Calcul du volume du béton de propreté dosé à 150 kg/m^3

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5 * 1,5 * 0,10$ soit $0,225 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 18 , le volume total du béton de propreté est de **$4,05 \text{ m}^3$** .

$$V_{\text{béton de propreté}} = 4,05 \text{ m}^3$$

d) Calcul du volume de béton armé dosé à 350 kg/m^3

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Semelles ;
- Demi-poteaux ;
- Poteaux ;
- Longrines ;
- Voiles ;
- Balcons ;
- Chape inférieure ;
- Dalle supérieure.

Tableau IX.1: Calcul du volume du béton armé pour une station de pompage

Eléments	Longueur	largeur	hauteur	N	V =L*l*h
	L (m)	l (m)	h (m)		(m ³)
Semelles	1,5	1,5	0,4	18	16.02
avants poteaux	0,3	0,3	0,7	18	1.13
Poteaux	0,3	0,3	6,7	18	10.85
ceintures inf. long.	18	0,3	0,3	3	4.86
ceintures inf. larg.	5	0,3	0,3	3	1.35
ceintures sup. long.	18	0,3	0,3	6	9.72
ceintures sup. larg.	5	0,3	0,45	6	4.05
Voiles	5	0,2	3	2	6
Balcons	5	2 et 1,5	0,2	2	3
ceinture du balcon	5	0,3	0,5	2	1.5
dalle supérieure	22	5	0,07	1	7.7
chape inférieure	22	5	0,07	1	7.7
acrotère sur dalle	54	0,1	0,85	1	4.6
TOTAL :					82.97 m³

Le volume total du béton armé sera donc de 82.97 m³

$$V_{\text{béton armé}} = 83 \text{ m}^3.$$

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté des fouilles est 1,5*1,5*1 (1,5m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1m), le volume est de **2,25 m³**.

Le nombre de fouilles étant de 18 le volume total de remblais compacté des fouilles est de : **40.5 m³**.

Le volume du remblai compacté derrière les murs et les voiles enterrés est de 19.2*5*2*2 soit : **384 m³**.

Le volume total du remblai compacté est de 424.5m³, on majorera ce chiffre à **425 m³**.

$$V_{\text{remblai compacté}} = 425 \text{ m}^3$$

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

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

La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles : $(18+5)*6,7*2 - (5*3*2)$ soit : **278.2 m²**

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² (0,30*0,20), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 4637 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de **4700 briques**, et puisque le mur est en double cloison donc le nombre exact est de **9280 briques**.

Tableau IX.2 : Volumes des travaux de la station de pompage

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m ³	12
2	Excavation	m ³	300
3	Remblais compacté	m ³	425
4	Béton de propreté	m ³	4.05
5	Béton armé semelle	m ³	16.02
6	Béton armé demi poteaux	m ³	1.13
7	Béton armé des ceintures	m ³	20
8	Béton armé des voiles	m ³	6
9	Béton armé des balcons	m ³	3
10	Béton armé chape inférieure et acrotère	m ³	12.3
11	Béton armé poteaux	m ³	10.60
12	Béton armé dalle	m ³	7.7
13	Maçonnerie (briquetage)	U	9280

IX.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction

a) Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers (voir **Figure IX.1**).

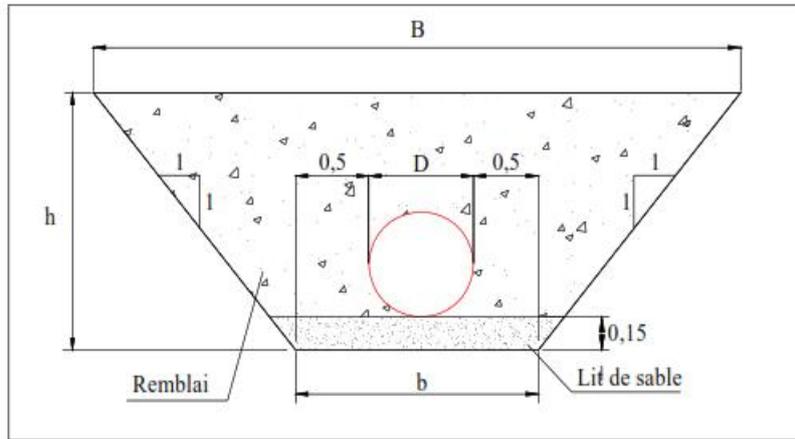


Figure IX.1 : coupes en travers de la tranchée de la conduite.

Sachant que :

$$S_{exc} = \frac{b+B}{2} h$$

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

b : petite base de la tranchée ;

B : grande base de la tranchée ;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S_{exc} * L$$

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

L : distance entre deux coupes consécutives.

Tableau IX.3: Calcul du volume des déblais

Tronçon	D(m)	b(m)	B(m)	h(m)	S_{exc} (m ²)	L(m)	V_{exc} (m ³)
SP_R250 m ³	0.2	1.2	2.6	0.3	1.33	407.5	541.975
Total							541.98

Donc le volume total des déblais est de : **542 m³**

b) Lit de sable

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

Le long de l'adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur (Voir **figure IX.1**)

$$V_s = b * e * L$$

V_s : volume du lit de sable (m^3) ;

e : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm ;

L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit de sable figurent dans le **tableau IX.4**.

Tableau IX.4: Calcul du volume du lit de sable

Tronçon	b(m)	e(m)	L(m)	$V_{exc}(m^3)$
SP_R250 m^3	1.2	0.15	407.5	73.35

Donc le volume total du lit de sable est de : $V_s = 74 m^3$

c) Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi D^2}{4}$$

S_c : section de la conduite (m^2) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c * L$$

V_c : volume de la conduite (m^3) ;

Tableau IX.5: Calcul du volume de la conduite.

Tronçon	D(m)	$S_c(m^2)$	L(m)	$V_c(m^3)$
SP_R250 m^3	0.2	0.0314	407.5	12.8

On prend le volume de la conduite $V_c = 13 m^3$

d) Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

V_r : volume du remblai

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé)

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

$$A.N : V_r = 542 - 73.35 - 12.8$$

$$V_r = 455.85 \text{ m}^3$$

Tableau IX.6 : Volumes des travaux d'adduction

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	542
2	Lit de sable	m ³	73.35
3	Remblais	m ³	456

IX.2.3. Calcul des volumes des travaux du réservoir

Le réservoir de notre système d'adduction est un réservoir de distribution d'une capacité de 250 m³.

- La profondeur d'excavation est de 2 m ;
- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre) ;
- L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du radier du réservoir est de : 0,15 m ;
- L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- La ceinture supérieure est de section rectangulaire 0,5*0,4 m² ;
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- L'acrotère a 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- Les chicanes sont en brique de surface unitaire de 0,2*0,3 m².

La chambre de manœuvres des réservoirs simples n'auront qu'un seul mur commun avec leur réservoir respectif.

Les chambres de manœuvre auront les dimensions suivantes :

- La longueur est de 5 m ;
- La largeur est de 3 m ;
- La hauteur est de 6 m ;
- Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 2m ;
- Les murs sur le sol sont en briques sur une hauteur de 4 m ;
- La dalle de à 0,15 m d'épaisseur repose sur 4 poteaux est 2 ceintures ;
- Les poteaux sont de forme carrée (0,3*0,3 m²) et les ceintures de forme rectangulaire (0,3*0,45 m²).

Notre réservoir ra un diamètre de 8 m et une hauteur de 4.5 m. La chambre de manœuvre a les dimensions suivantes : 5 m de longueur, 3 m de largeur et 6 m de hauteur.

a) Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes de déblai du réservoir et de la chambre de manœuvre.

$$V_d = \left(\frac{\pi D^2}{4} N + (L + l) \right) h$$

V_d : volume total des déblais (m^3) ;

D_{exc} : diamètre d'excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;

D_{ext} : diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = 8,0$ m ;

N : nombre de réservoir, $N = 1$;

L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;

l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;

h_{exc} : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m.

A.N : $V_d = 187,8 m^3$

Le volume des déblais est **188 m³**

b) Calcul du volume du tout venant

Le volume du tout venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \left(\frac{\pi D^2}{4} N e_{tv} \right)$$

e_{tv} : épaisseur de la couche du tout venant (m),

$V_{tv} = 23,56 m^3$

On prend un volume du tout venant de **24 m³**

c) Calcul du volume de béton de propreté

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieures des réservoirs.

Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \left(\frac{\pi D^2}{4} N e_{bp} \right)$$

V_{tv} : volume du tout venant (m^3) ;

V_{bp} : volume du béton de propreté (m^3) ;

D_{bp} : diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$

e_{bp} : épaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

$V_{bp} = 9,97 m^3$

d) Calcul du volume du béton armé

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- Radiers des réservoirs;
- Voiles des réservoirs ;
- Voiles de la chambre de manœuvre
- Ceintures supérieures des réservoirs;

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

- Coupoles des réservoirs;
- Poteaux de la chambre de manœuvre;
- Ceintures de la chambre de manœuvre;
- Chape de la chambre de manœuvre;
- Dalle de la chambre de manœuvre;
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs;
- Maçonnerie de la chambre de manœuvre.

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{bp} = \left(\frac{\pi (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} H N \right)$$

Avec :

D_{ext} : diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m) ;

D_{int} : diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m) ;

H : hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

N : nombre d'élément dans les réservoirs jumelés.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau IX.7.

Tableau IX.7 : Calcul du volume du béton armé du réservoir

Eléments	Dext (m)	Dint (m)	H (m)	N	V _{ba} (m ³)
Radiers	10	-	0,45	1	35.35
Voiles	9.5	9	6	1	43.6
Ceintures supérieures	9.8	9	0,5	1	5.91
Acrotères	9.8	9.65	0,4	1	0.91

TOTAL : 85.77

Le volume total du béton armé du réservoir est majoré à **90 m³**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau IX.8

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

Tableau IX.8 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h (m ³)
Chape inférieure	5	3	0,07	1	1.05
Voiles	5	0,2	2	2	4
Poteaux	0,3	0,3	4	4	1.44
Ceintures inf. long.	5	0,3	0,3	2	0.9
Ceintures inf. larg.	3	0,3	0,3	2	0.54
Ceintures sup.long.	5	0,3	0,3	2	0.9
Ceintures sup.larg.	3	0,3	0,45	2	0.81
Dalle supérieure	5	3	0,07	1	1.05
TOTAL :					11.37

Le volume total du béton armé de la chambre de manœuvre sera de 11.37 m³, que l'on majore à **12 m³**

Conclusion

Le volume total du béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre sera de **102m³**.

e) Calcul du volume du remblai compacté

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \left(\frac{\pi (D^2 - d^2)}{4} \right) h \quad N$$

V_r : volume du remblai compacté (m³) ;

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir (m), $D_{ext}=8$;

h : profondeur d'excavation (m), $h = 2$ m ;

$V_r=56.55$ m³

On prend un volume de remblai de **57 m³**;

f) Calcul du volume de la maçonnerie

Pour les réservoirs seules les chicanes et les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30*20 cm*cm.

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

Pour un seul réservoir, les chicanes ont une longueur totale d'environ 75 m et une hauteur de 5,6 m. La surface de la maçonnerie totale étant de : $75 \times 5,6$ soit : **420 m²**.

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que $5 \times 4 \times 2$ soit **40 m²**
La surface totale de la maçonnerie des réservoirs et de la chambre de manœuvre est telle que $420 + 40$ soit **460 m²**.

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06m² ($0,30 \times 0,20$), la quantité de brique pour la maçonnerie est de 7667 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant

IX.3. Calcul des coûts des travaux

Les coûts des travaux des stations, de l'adduction et des différents réservoirs sont mentionnés dans les tableaux IX.10.11.12 et 13.

compte de la casse est de **7700 briques**.

Tableau IX.9 : Volumes de travaux du réservoir de capacité de 250 m³

N°	Désignation	Unité	Quantité
1	Déblais	m ³	188
2	Remblais compacté	m ³	57
3	Tout venant	m ³	24
4	Béton de propreté	m ³	10
5	Béton armé du radier du réservoir	m ³	35.35
6	Béton armé des voiles du réservoir	m ³	43.6
7	Béton armé des ceintures supérieures du réservoir	m ³	5.91
8	Béton armé de la coupole	m ³	30
9	Béton armé de dalle de la chambre de manœuvre	m ³	1.05
010	Béton armé des poteaux	m ³	1.44
11	Béton armé des ceintures de la chambre de manœuvre	m ³	3.83
12	Béton armé des voiles de la chambre de manœuvre	m ³	4
13	Béton armé de la chape de la chambre de Manœuvre	m ³	1.05
14	Béton légèrement armé de l'acrotère	m ³	0.91
15	Maçonnerie (briquetage)	U	7700

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

Tableau IX.10:Coût des travaux de la station de pompage

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA) HT
1	Décapage	m ³	12	150,00	1 800,00
2	Déblais	m ³	300	200,00	60000,00
3	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	m ³	4.05	10 000,00	40 500,00
4	Béton armé dosé à 150 kg/ m ³	m ³	83	40 000,00	3 320 000,00
5	Remblais compacté	m ³	425	400,00	170000,00
6	Maçonnerie	U	9280	40,00	371 200,00
Montant HT					3 963 500,00
T.V.A 19%					753 065.00
T.T.C					4 716 565.00

Le coût des travaux d'une seule station de pompage est de : **4 716 565.00 DA**

Quatre millions sept cent seize mille cinq cent soixante cinq Dinars Algérien et zéro centimes.

Tableau IX.11 : Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)HT	Montant (DA) HT
1	Déblais	m ³	542	300,00	162600,00
2	Lit de sable	m ³	73.5	800,00	58800,00
3	Conduite PEHD PN10 ≤200	ml	450	1650.84	742 878.00
4	Remblais compacté	m ³	456	400,00	182400,00
Montant HT					1 146 678.00
T.V.A 19%					217 868.82
T.T.C					1 364 546.82

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

Le coût des travaux de l'adduction est de : **1 364 546.82DA**

Un millions trois cent soixante quatre mille cinq cent quarante six Dinars Algérien et quatre-vingt deux centimes.

Tableau IX.12:Coût des travaux du réservoir de distribution 250m³.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA) HT
1	Déblais	m ³	188	200,00	37 600,00
2	Tout venant	m ³	24	800,00	19 200,00
3	Gros béton	m ³	10	8000,00	80 000,00
4	Béton armé	m ³	128	40000,00	5 120 000,00
5	Remblais compacté	m ³	60	400,00	24000,00
6	Maçonnerie	U	7700	40,00	308 000,00
Montant HT					5 588 800,00
T.V.A 19%					1 061 872.00
T.T.C					6 650 672.00

Le coût des travaux du réservoir est de : **6 650 672.00DA**.

Six million six cent cinquante mille six cent soixante Dinars Algerien et zéro centimes.

On note le coût de l'ensemble des travaux dans le tableau **IX.10**

Tableau IX.13:Bilan des coûts

Coût de la station de pompage.	4716565.00
Coût de l'adduction.	1 364 546.82
Coût des réservoirs	6 650 672.00
Coût de l'ensemble du projet.	12 731 783.82

Conclusion :Le coût global du projet est estimé à**12 731 783.82DA**

Douze millions sept cent trente et un mille sept cent quatre-vingt Dinars Algérien et quatre-vingt deux centimes.

IX.3. Engins

Le plan d'installation de chantier à plusieurs objectifs, il vise à fournir les indications nécessaires à l'implantation des différentes installations et matériels, à constituer une référence pour les intervenants ,mais aussi à permettre l'obtention des différentes autorisation préalable au démarrage, notamment celle relative à l'installation de grues.

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un Bulldozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

IX.4. Planification des travaux

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- ✓ dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- ✓ sans retard ;
- ✓ aussi économique que possible.

Les travaux suivant seront ordonnés selon la méthode du réseau (**CPM**).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode **PERT** (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

IX.4.1. Définitions des tâches et leurs durées

On admet que la réalisation de la station de pompage et du château d'eau va se faire en parallèle (deux équipes de réalisation). Une troisième équipe sera chargée de la réalisation de l'adduction.

➤ **Station de pompage**

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le tableau ci-dessous.

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

Tableau IX.14 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage	3
B	Excavation	10
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	2
E	Coulage du béton pour les demi poteaux.	5
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	10
H	Coulage béton longrines inférieures.	15
I	Remblayage et compactage des casiers.	6
J	Coulage de la chape inférieure.	2
K	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
L	Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	60
M	Maçonnerie et finition générale.	60
N	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	10

➤ **Château d'eau**

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le **tableau IX.15**

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

Tableau IX.15: temps de réalisation des opérations du réservoir

Notation	Opération	Durée (jour)
O	Excavation	10
P	Pose du tout venant	3
Q	Coulage du béton de propreté.	2
R	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	60
S	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
T	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	25
U	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	60
V	Remblayage et compactage.	5
W	Maçonnerie et finition générale.	30
X	Evacuation des débris et nettoyage	5

➤ Adduction

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau IX.16.

Tableau IX.16.: Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
Y	Excavation de la tranchée	100
Z	Lit de sable	20
AB	Pose de conduite	50
CD	Epreuve de joint et de la canalisation	20
EF	Remblayage des tranchées	30
GH	Nivellement et Compactage	30

IX.4.2. Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM)

➤ Station de pompage et château d'eau

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation de la station de pompage dans le **tableau IX.17.**

Tableau IX.17: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de la station

opérations	précède	Succède	opérations	précède	Succède
A	B	O	M	N	L
B	C	A	N	---	M
C	D	B	O	A,P	---
D	E	C	P	Q	O
E	F	D	Q	R	P
F	G	E	R	S	Q
G	H	F	S	T	R
H	I	G	T	U,V	S
I	J	H	U	W	T
J	K	I	V	W	T
K	L	J	W	X	U,V
L	M	K	X	---	W

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

➤ Adduction

On montre le lien entre les opérations qui précèdent et qui succèdent chaque opération de réalisation d'adduction dans le **tableau IX.18**

Tableau IX.18: tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération de l'adduction

Opération	Précède	Succède
Y	Z	---
Z	AB	Y
AB	CD	Z
CD	EF	AB
EF	GH	CD
GH	---	EF

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la **figure IX.7** où les dates de commencement et de finition au plutôt et les dates de commencement et de finition au plus tard et bien sur les marges totales et les durées de réalisation sont mentionnées.

Les flèches vertes portées sur la **figure IX.7** représentent le chemin critique du réseau.

Conclusion : le temps de réalisation de l'ensemble du projet est 250 jours soit environ 8 mois et 10 jours.

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

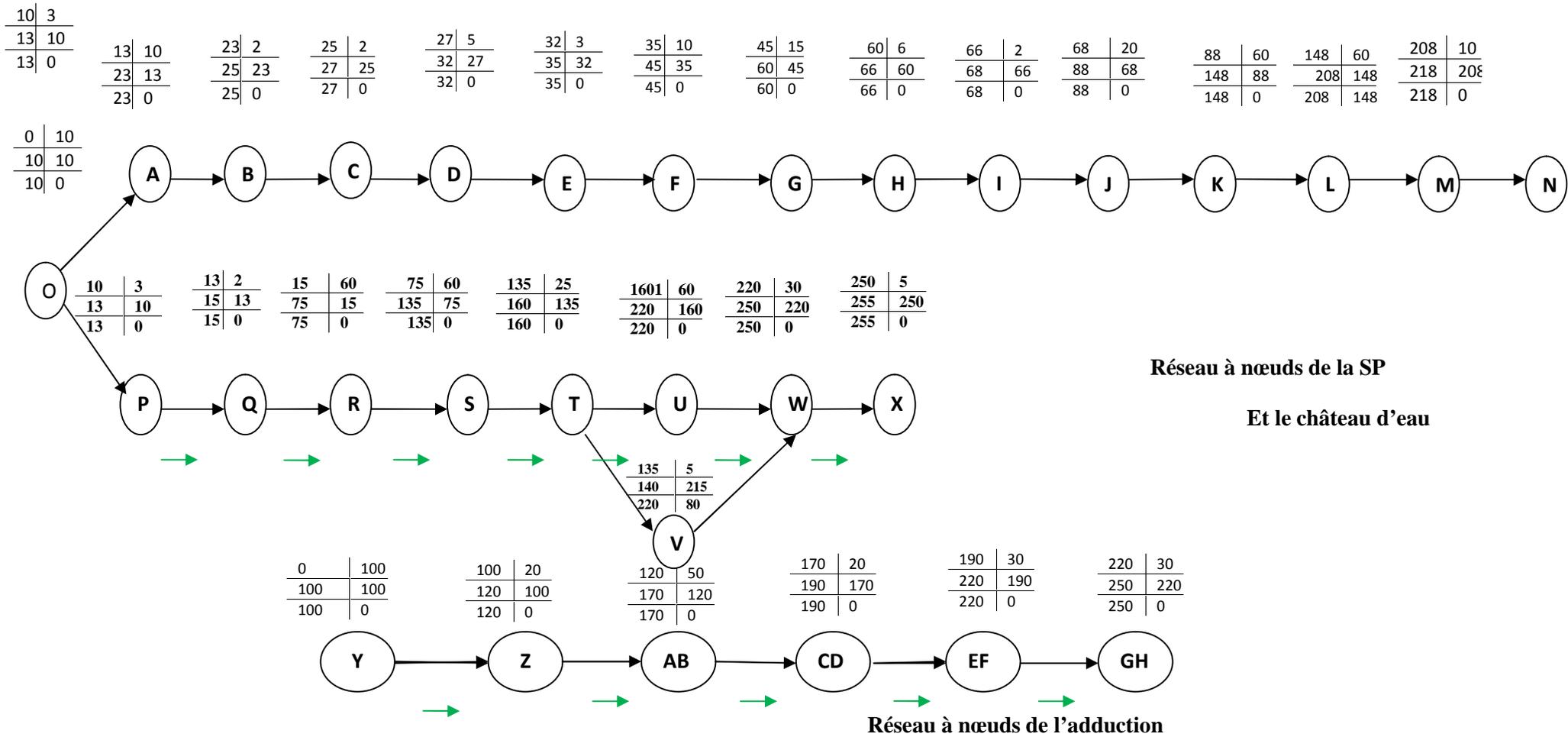


Figure IX.7 :Réseau à nœuds (méthode CPM)de la SP ,Château et adduction

IX.5. Protection et sécurité du travail

IX.5.1. Introduction

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production, sur le plan humain surtout.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlement dit de « sécurité ».

Il n'est nul doute que l'une des conditions du développement est la protection du travailleur. La qualité de son travail et son rendement requièrent une sécurité maximale. Si l'on ne peut, au stade actuel du développement de l'Algérie, assurer un niveau de vie optimum à tous les citoyens, on peut, par contre essayer de prodiguer à tous ses aspects (sociale, culturelle, économique et physique).

Nul ne peut nier l'importance des problèmes soulevés. Toutefois il semble que les approches développées sur les risques professionnels ne font pas suffisamment ressortir la liaison avec les conditions de travail. Or ce sont bien, celles ci qui déterminent dans une très large mesure, la situation du travailleur et les contraintes auxquelles il est assujéti pour assurer sa tâche. L'homme est soumis à des rythmes biologiques, il varie continuellement. Son travail varie aussi en fonction de ces rythmes, de ces caractéristiques psychophysiologiques et de son environnement.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

IX.5.2. Causes des accidents

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories : facteur matériel et facteur humain

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail.

Les causes d'accident d'origine matérielle proviennent soit :

- ✓ De la profession en général et du poste de travail en particulier ;
- ✓ De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre ;
- ✓ Des outils et machines utilisés, implantation, entretien ;
- ✓ De l'exécution du travail, difficultés particulières ;
- ✓ Du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques ;
- ✓ Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc...

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances. [10]

IX.5.3. Les actions et condition dangereuses

- ✓ Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;

Ex : Graisser un engin en marche.

- ✓ -Imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;

Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.

- ✓ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;

Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage) ;

- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;

Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;

- ✓ Adopter une position peu sûre ;

Ex : transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel ;

- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté ;

Ex : cadence de travail trop rapide ;

- ✓ Outillage, engin, équipement en mauvais état ;

Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;

- ✓ Défaut dans la conception, dans la construction ;

Ex : installation électrique en fil souple ;

- ✓ Eclairage défectueux ;

Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier) ;

- ✓ Conditions climatiques défavorables.

IX.5.4. Organisation de la prévention des accidents du travail

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 figurés dans l'organigramme ci-après :

Le contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contremaître revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- ✓ Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;

Chapitre IX : Organisation du chantier et sécurité du travail

- ✓ Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).

Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :

- ✓ Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;
- ✓ Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;

Protection des membres inférieurs ; Protection des yeux ; Protection du tronc ;

Protection de la tête ; Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- ✓ Correspondre au danger considéré ; Etre pratique et confortable ;
- ✓ Etre solide ;
- ✓ Etre d'un entretien facile.

Conclusion

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur un chantier , ainsi que la détermination des couts des différentes prestations , et les délais de leur réalisation en assurant la bonne conception et le bon déroulement des processus de construction , en évitant les couts supplémentaires , les accidents graves et les retards de chantier.

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable dans le complexe aquatique de la wilaya de Biskra. Notre étude a englobé tous les points nécessaires à la réalisation d'un projet d'AEP.

Nous avons tout d'abord examiné la zone d'étude et estimé les besoins en eau des différentes catégories de consommation pour l'horizon 2050, en se basant sur les données collectées sur les caractéristiques de la population.

L'importance des besoins en eau estimés par rapport aux sources, a donné la nécessité de prévoir un transfert à partir de la station de pompage jusqu'au château d'eau projeté afin d'assurer la continuité de stockage, en choisissant les équipements hydromécaniques et énergétiques convenables. Et pour le bon fonctionnement et la protection des canalisations contre le phénomène du coup de bélier, une étude simplifiée et un dimensionnement d'un réservoir d'air ont été effectués.

Concernant le réseau de distribution, à partir d'un réservoir surélevé de 250 m³, nous avons suivi les points touchants les localités d'importantes consommations dans le centre aquatique.

Dans le but de se rapprocher le maximum à la bonne marche du chantier nous avons essayé de proposer une chronologie logique d'exécution des tâches, ainsi que les préventions à prendre pour pouvoir assurer la protection et la sécurité des ouvriers, en citant les engins nécessaires à la réalisation.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances et informations que nous avons requises durant notre cycle de formation, et j'espère que ce modeste travail soit un jour une référence pour réaliser des projets ayant le même but.

Références bibliographiques

[1] **BRINIS N. (2011)** Caractérisation de la salinité d'un complexe aquifère en zone aride, cas de l'aquifère d'El-Outaya, région Nord-Ouest de Biskra. (Algérie). Thèse Doct. d'état, (option : sciences hydrauliques). Univ. Mohamed Kheider - Biskra. 230 p. 2 fig.

[2] **HAOUCHINE A. (2010)**. Hydrogéologie en zone semi aride et aride : région de Biskra (Algérie). Thèse Doct. d'état, (option : Hydrogéologie). Univ. Houari boumediene -Alger. 155 p.

[3] **AIDAOUI S. (1994)**. Ressources en eau et aménagement hydro-agricole dans la région de Biskra (Algérie). Thèse Doct. d'état, (option : eau et aménagement). Univ. Nancy II - Nancy. France. Laboratoire de géographie physique. 327 p.

[4] **M.C SALAH Boualem** : Polycopié « d'Alimentation en Eau Potable », E.N.S.H (1993)

[5] **A.LENCASTRE** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, Paris 1977.

[6] **H.GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C519.

[7] **A.DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977

[8] **M.CARLIER** « Hydraulique générale et appliqué », édition Eyrolles, Paris 1972

[9] **A. BERREKSI** « cours hydraulique 3, hydraulique urbaine »

[10] **J.DUBOIS-M.DIAMANT** « Géophysique », édition MASSON, 1997

Catalogue:

[11] **Caprari** choix du type de la pompe

Logiciel:

[12] **Epanet**

Annexes

Annexe n° 01

Précipitations Moyennes mensuelles de la station de Biskra(1992-2012).

Années	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	Moy M.
1992	18,8	4,31	22,35	9,65	9,91	0,51	8,12	0,51	25,4	1,02	89,4	2,54	192,52
1993	0	43,43	29,21	0	7,11	0	0	0	56,14	0	17,53	143,77	297,19
1994	0	0	128,28	0	0	2,03	55,12	3,05	104,16	49,03	1,02	0	342,69
1995	4,06	2,03	7,62	4,06	0	2,54	0	1,27	227,33	4,06	16,25	17,02	286,24
1996	61,47	23,36	56,14	0,51	2,04	6,1	97,03	8,64	9,4	1,02	23,88	3,05	292,64
1997	15,24	5,08	9,15	71,63	0	7,87	0	0,51	7,38	13,21	43,95	18,03	192,05
1998	0,4	15	1,2	46,1	9,6	12,4	0	1,1	2,2	3,4	2	1,4	94,8
1999	66,8	1,8	3	3,3	7,6	5,2	0	4,2	8,8	12,3	44,3	35,7	193
2000	0	0	2,5	5,1	15,8	0	0	0	27,4	4,4	1,4	7,9	64,5
2001	38,3	0,4	0	0	0	0	0,1	9,2	2,3	4	19,6	14,9	88,8
2002	0,5	0,1	0,7	1,9	0,9	3,3	2,5	4,8	0,6	11,9	18,8	1	47
2003	76,8	1,5	4,1	4,5	2,9	2,1	0,1	0	6,5	40,7	4,6	13,1	156,9
2004	1,5	0,6	91,1	67,9	48,9	1,6	0	3,2	4	6	32,6	36,7	294,1
2005	0	18	3,5	0	0	2,5	2,6	2	7,2	0,7	15,7	6,6	58,8
2006	53,7	29	1	13,5	11,5	0,2	0	0,7	16,2	9	28,4	9,8	173
2007	0	2,9	10,9	22,1	1,5	0,4	0	0,1	36,1	3	0,1	2,2	79,3
2008	4,1	0,5	1,4	0	21,1	0	0	0,5	18,1	40	0	32,7	118,4
2009	48,9	11,4	16	12	15,7	0	4	0	47,7	0	0,3	13,8	169,8
2010	15,9	17,5	24,7	22,6	5,7	23,6	0	3,7	10,4	16,3	44,8	0,3	185,5
2011	6,8	0,2	37,6	39,4	55,4	0,6	1,3	0	28,7	79,9	2,4	0	252,3
2012	0,2	1,3	6,3	4,8	0	0	0,6	0,2	3,7	12,4	23,5	1,5	54,5
Moy A.	19,69	8,5	21,75	15,67	10,27	3,38	8,17	2,08	30,94	14,87	20,5	17,24	173,05

Annexe n° 02

Températures moyennes mensuelles, à la station de Biskra(1992-2012).

Années	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	MOY M.
1992	9,8	12,9	16,2	20	24,7	28,6	32	33,6	29,5	23,5	17,4	12,9	21,76
1993	11	12,5	15,5	20,5	26,5	32,5	34,2	34,1	28,7	24,1	16,8	12,6	22,42
1994	13,8	15	18,6	19,1	28,7	31,8	34,4	35,1	28,6	22	17,8	12,5	23,12
1995	11,3	15,9	16,3	19,2	26,4	30,6	34,2	32,7	27,6	22,8	16,8	13,5	22,28
1996	13,3	12,1	15,8	20,1	25,4	28,3	32,4	34,1	27	20,8	16,6	12,8	21,56
1997	12,9	15,5	16,7	19,3	26,3	33,1	34,8	33,3	28,3	23	16,5	13	22,73
1998	12,1	14	16	21,4	24,6	31,3	34,1	33,7	30,1	21,1	16,2	11,1	22,14
1999	11,7	12,2	16,8	21,8	29,1	33,8	34,1	36,2	30,3	25,3	15,8	11,5	23,22
2000	9,3	13,7	17,7	22,1	28,7	30,6	34,1	33,1	29	21,8	16,8	13	22,49
2001	11,6	13,3	21	21,1	26,3	32,5	35,9	34,1	29,9	26,5	17	11	23,35
2002	10,5	14,5	19	21,4	26,3	31,8	34,2	33,2	28,8	23,1	17,3	13,9	22,83
2003	11,8	11,9	16,3	21,4	26,9	32,4	36,4	34,4	28,9	24,3	17,3	11,9	22,83
2004	12,8	14,8	17,3	19,6	23	30,1	33,3	34,7	28,3	24,5	15,5	12,3	22,18
2005	10	10,7	17,8	21,8	27,9	31,7	35,9	33,6	28,5	24	16,7	10,8	22,45
2006	9,9	12	17,7	23,2	28,4	31,6	34,4	33,8	27,3	24,6	16,9	13	22,73
2007	12,2	15,5	16,4	20,3	26,6	34	33,6	34,2	29,1	24	10,9	12,6	22,45
2008	12,1	13,7	17,8	22,5	26,5	30,7	36,1	34,4	29,4	22,3	15,2	10,8	22,63
2009	11,9	12	15,9	18,5	26,2	32	35,8	34,7	27,1	22,9	16,8	13,1	22,24
2010	12,6	14,5	18,8	22	24,2	31	35,1	34,4	28,6	22,3	16,6	12,4	22,71
2011	12,1	13,1	15,8	22	24,8	29,7	34,8	34	30,3	22,2	17,3	13,2	22,44
2012	12	10,7	17,4	21,4	27,1	34,3	36,5	35,7	29,8	24,5	18,1	13	23,38
MOY A	11,65	13,36	17,18	20,89	26,41	31,54	34,59	34,15	28,81	23,31	16,49	12,42	22,57

Source :O.N.M

Annexe n° 03

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Source : polycopié d'AEP B.SALAH

Annexen° 04

Prix du mètre linéaire des tubes PEHD

UNITE TUBE

GAMME DE PRIX TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)
Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
	Ø20	-		
13003	Ø25	-	36,28	42,45
13004	Ø32	-	48,35	56,57
13009	Ø40	2.0	64,6	75,58
13012	Ø50	2.4	88,25	114,95
13015	Ø63	3.0	160,25	197,49
13018	Ø75	3.6	225,21	263,49
13022	Ø90	4.3	296,03	346,35
13025	Ø110	4.0	357,86	418,70
13029	Ø125	-	473,08	553,50
13030	Ø160	5.8	770,86	901,89
13044	Ø200	7.2	1 163,39	1 361,17
13056	Ø250	9.1	1 850,00	2 281,5
13062	Ø315	11.4	3 080,00	3 603,6
13039	Ø400	14.5	5 134,24	6 007,08
13051	Ø500	19.1	8 938,13	10 617,61
13052	Ø630	24.1	12 682,50	14 838,53

TUBES PEHD : PN 10				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
P3513000	Ø20	-	29,07	34,01
P3513004	Ø25	2.5	36,28	44,79
P3513007	Ø32	2.5	55,48	64,91
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40
P3513013	Ø50	3.7	135,28	158,25
P3513016	Ø63	4.7	209,89	245,34
P3513019	Ø75	5.6	300,60	351,59
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14
P3513026	Ø110	6.6	540,50	632,39
P3513028	Ø125	7.4	680,13	772,35
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 336,43
P3513033	Ø200	11.9	1 650,84	1 931,45
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,15
P3513041	Ø315	18.7	4 093,57	4 789,47
P3513038	Ø400	23.7	6 898,74	7 837,53
P3513043	Ø500	29.7	10 152,51	11 878,44
P3513048	Ø630	37.4	16 738,79	18 414,35

TUBES PEHD : PN 16				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
1301	Ø20	2.3	32,18	37,66
1303	Ø25	2.8	50,85	59,49
1305	Ø32	3.6	78,51	91,88
1307	Ø40	4.5	120,95	141,51
1309	Ø50	5.6	188,28	220,29
1311	Ø63	7.1	297,95	348,60
1313	Ø75	8.4	407,8	477,13
1315	Ø90	8.2	510,71	597,63
1317	Ø118	10.0	767,19	885,91
1319	Ø125	11.4	967,90	1 132,44
1321	Ø160	14.6	1 660,00	1 825,20
1323	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24
1325	Ø250	22.7	3 818,00	4 463,66
1327	Ø315	28.6	5 850,00	6 844,50
1329	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40
1331	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,87
1333	Ø630	57.2	23 123,50	27 064,50

TUBES PEHD : PN 20				
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
P3513101	Ø20	2.3	38,01	44,77
P3513102	Ø25	3.0	63,29	62,35
P3513103	Ø32	3.6	82,22	96,20
P3513104	Ø40	4.5	128,15	149,94
P3513105	Ø50	5.6	200,7	234,82
P3513106	Ø63	7.1	338,73	396,31
P3513107	Ø75	8.4	447,35	523,40
P3513108	Ø90	10.1	627,09	733,70
P3513109	Ø110	12.3	948,86	1 110,17
P3513110	Ø125	14.0	1 202,75	1 407,22
P3513111	Ø160	17.9	1 947,69	2 278,68
P3513112	Ø200	22.4	3 121,70	3 652,39
P3513113	Ø250	27.9	4 848,33	5 670,21
P3513114	Ø315	35.2	7 588,88	8 875,48
P3513115	Ø400	44.7	12 110,03	14 168,74
P3513034	Ø500	55.8	19 063,81	22 304,66
	Ø630	-		

Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Couronnes (Rookaux) de 100 ML.
Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.
Longueur de Tubes : du Diamètre 500 mm au 630 mm sont des tubes de 6 ML.

SARL K-PLAST
Transformation de Plastiques

Annexen° 05

Abaque de VIBERT Calcul des réservoirs d'air

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

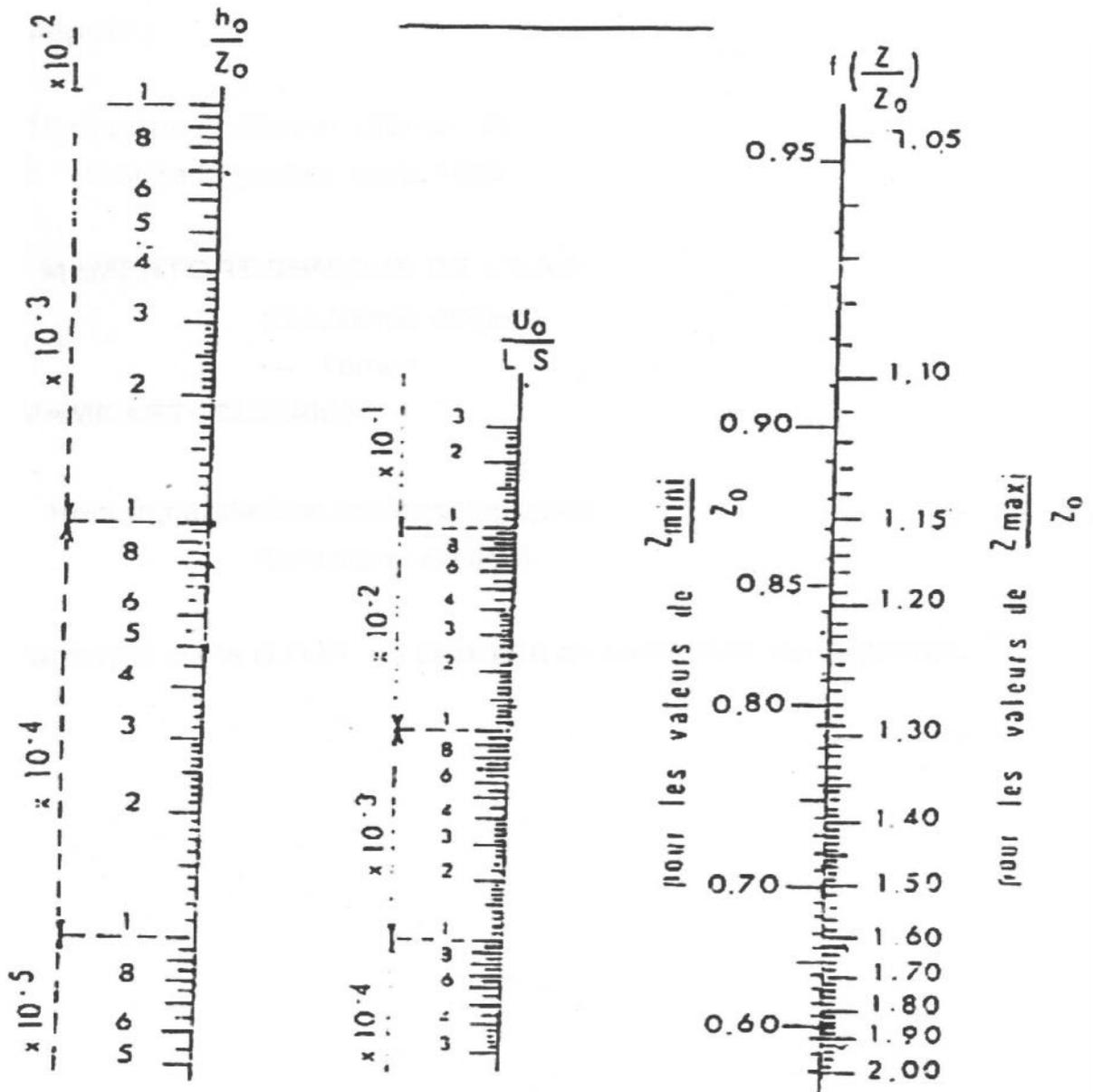


PLANCHE XXVII

Annexen° 06

Schéma représentatif de la variante choisie de l'adduction

