

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 pôle d'excellence de la commune de Boukhalfa (w. Tizi-Ouzou).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0005-21

APA Citation (توثيق APA):

Lemmou, Cherif (2021). Etude du système d'alimentation en eau potable du pôle d'excellence de la commune de Boukhalfa (w. Tizi-Ouzou)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

**Étude du système d'alimentation en eau potable du pôle
d'excellence de la commune de BOUKHALFA
(W. Tizi-Ouzou).**

Présenté par :

LEMMOU CHERIF

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HACHEMI Abdelkader	M.C. B	Président
BOUZIANE Omar	M.A. A	Examineur
SAIMI Ahmed	M.C. B	Examineur
BOUKHELIFA Mustapha	M.C. B	Promoteur

Session septembre 2021

REMERCIEMENT

*En tout premier lieu, je remercie dieu qui m'a donné la force et le courage pour dépasser toutes les difficultés et achever mes études. Je remercie fortement mon promoteur : **Mr BOUKHELIFA Mustapha** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener bien ce travail.*

Par la même occasion je remercie :

Les membres du jury :

- HACHEMI Abdelkader

- BOUZIANE Omar

- SAIMI Ahmed

Pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail

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

Mes remerciements vont également à : ma mère, mon père, mes frères et mes deux sœurs.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

LEMMOU Cherif

Septembre 2021

DÉDICACE

*Je tien tout d'abord à dédier ce modeste travail à mes très chers parent
Mme OUARDIA et Mr RABAH pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur
tendresse, leurs prières et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait
preuve pour que je réussisse tous le long de ma vie et mes études.*

*Je le dédie également à mes deux sœurs SAMIRA et la petite DJAOUIDA et
à mes frères LYES, AHCEN et LOUNIS.*

*Sans oublier mes collègues et amis de la famille ENSH ainsi qu'à tous qui
connaissent ma personne de près ou de loin.*

LEMMOU Cherif

Septembre 2021

ملخص

يحتاج المركز الحضري الجديد (قطب الامتياز) عند المدخل الغربي لمدينة تيزي وزو إلى تزويده بمياه الشرب لمختلف المستهلكين. بعد تقديم منطقة دراستنا وتقدير احتياجاتها من مياه الشرب، انتقلنا إلى دراسة تصميم نظام إمدادات مياه الشرب. قمنا أيضًا بإجراء دراسة لمحطة الضخ، والتي تسمح بضخ المياه إلى الخزان عبر خط التفريغ. ثم نقوم بدراسة وتحديد طريقة من بين طرق حماية أنابيب التصريف من ظاهرة "المطرقة المائية". أخيرًا، سنناقش منهجية تنفيذ المشروع والوسائل المختلفة المستخدمة لتنفيذه.

Résumé :

Le nouveau pôle urbain (pôle d'excellence) à l'entrée Ouest de la ville de Tizi Ouzou besoin d'être alimenté en eau potable pour ses différents consommateurs. Après avoir présenté notre zone d'étude et estimé ses besoins en eau potable, on a passé à l'étude de conception d'un système d'AEP. Nous avons également effectué une étude d'une station de pompage, cette dernière permet de pomper l'eau vers le réservoir de stockage à travers la conduite de refoulement. Ensuite, nous étudions et définissons une méthode parmi les méthodes de protection des conduites de refoulement contre le phénomène « coup de bélier ». Enfin, nous aborderons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les différents moyens déployés pour son exécution.

Abstract

The new urban pole (pole of excellence) at the western entrance to the city of Tizi Ouzou needs to be supplied with drinking water for its various consumers. After presenting our study area and estimating its drinking water needs, we moved on to the design study of a drinking water supply system. We also carried out a study of a pumping station, which allows water to be pumped to the storage tank through the discharge line. Then, we study and define a method among the methods of protection of discharge pipes against the "water hammer" phenomenon. Finally, we will discuss the methodology for implementing the project and the various means deployed for its execution.

Sommaire

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Introduction :	2
I.1. Description générale de la zone d'étude :	2
I.2. Situation géographique :	2
I.3. Situation climatologique :	3
I.3.1. Climat et pluviométrie :	3
I.4. Les risques majeurs naturels :	3
I.4.1. La sismicité et le risque sismique :	3
I.4.2. Les mouvements de terrain :	4
I.5. Situation topographique :	4
I.6. Hydrographie et l'hydrogéologie :	4
I.6.1. Réseau hydrographique du site :	4
I.6.2. Hydrogéologique du site :	5
I.7. Situation hydraulique :	5
I.8. Population et l'occupation de sol :	6
Conclusion :	10

Chapitre II: Estimation des besoins en eau potable

Introduction :	11
II.1. Estimation de la population :	11
II.2. Estimation des besoins en eau potable :	12
II.2.1. Besoins domestiques :	12
II.2.2. Besoins scolaires :	16
II.2.3. Besoins sanitaires :	16
II.2.4. Besoins administratifs :	17

II.2.5.	Besoins socioculturels	17
II.2.6.	Besoins en eau publics	18
II.2.7.	Récapitulation des besoins en eau domestiques et des équipements	19
II.3.	Etude de la variation des de consommation dans le temps : [SALAH, 1993]	19
II.3.1.	Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :.....	19
II.3.2.	Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :.....	20
II.4.	Variation des débits horaires :	21
II.4.1.	Débit moyen horaire $Q_{moy,h}(m^3/h)$:.....	21
II.4.2.	Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) :[SALAH ,1993].	21
II.4.3.	Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$):[SALAH ,1993].....	22
II.4.4.	Débit maximum et débit minimum horaire :.....	22
II.5.	Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :.....	23
II.5.1.	Variation des débit horaires au court terme :	25
II.5.2.	Variation des débit horaires à moyen terme :.....	27
II.5.3.	Variation des débit horaires à long terme :	29
Conclusion.....		31

Chapitre III: Conception du nouveau système d'AEP

Introduction :	32
III.1.	Réservoirs :	32
III.1.1.	Utilité des réservoirs :.....	32
III.1.2.	Classification des réservoirs :.....	32
III.1.3.	Emplacement des réservoirs :.....	33
III.1.4.	Les équipements d'un réservoir :.....	34
III.1.5.	Calcul de la capacité des réservoirs :.....	36
Conclusion :	45
III.2.	Etude d'adduction :.....	45
III.2.1.	Types d'adduction :	45

III.2.2.	Etude des adductions :	46
III.2.3.	Choix des matériaux de canalisation :	47
III.2.4.	Dimensionnement de conduite d'adduction par refoulement :	49
III.2.5.	Détermination des frais d'amortissement et d'exploitation :	49
III.2.6.	Détermination de diamètre économique :	53
III.2.7.	Simulation du fonctionnement hydraulique de l'adduction :	55
	Conclusion :	58
III.3.	Conception et dimensionnement du réseau de distribution :	59
III.3.1.	Définition :	59
III.3.2.	Classification des réseaux de distribution :	59
III.3.3.	Choix du type du réseau de distribution :	60
III.3.4.	Principe de tracé d'un réseau maillé :	60
III.3.5.	Choix du type de matériau :	61
III.3.6.	Calcul hydraulique du réseau :	61
III.3.7.	Application sur notre projet :	63
III.3.8.	Simulation du fonctionnement hydraulique du réseau :	71
III.3.9.	Équipement du réseau de distribution :	78
	Conclusion :	80

Chapitre IV: Conception de la station de pompage

	Introduction :	81
IV.1.	Définition :	81
IV.2.	Choix du type de la pompe :	81
IV.3.	Choix du nombre de pompe :	81
IV.4.	Type de pompe :	82
IV.4.1.	Pompes volumétriques :	82
IV.4.2.	Les turbopompes :	82
IV.5.	Les pompes centrifuges :	83

IV.5.1.	Disposition et installation d'une pompe centrifuge :	84
IV.6.	Choix de l'emplacement de la station de pompage :	85
IV.7.	Couplage des pompes :	85
IV.7.1.	Couplage en parallèle :	86
IV.7.2.	Couplage en série :	86
IV.8.	Courbes caractéristiques des pompes :	87
IV.9.	Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :	87
IV.10.	Point de fonctionnement des pompes :	87
IV.11.	Adaptation des pompes aux condition de fonctionnement données :	88
IV.12.	Cavitation :	91
IV.13.	Calage des pompes centrifuges :	91
IV.13.1.	Installation en charge :	91
IV.13.2.	Installation en aspiration :	92
IV.14.	Application à l'adduction de notre projet :	93
IV.14.1.	Calcul de volume de la bache d'aspiration :	93
IV.14.2.	La station de pompage :	94
IV.15.	Etude de la cavitation :	96
IV.15.1.	Dimensionnement de la conduite d'aspiration :	97
IV.15.2.	Calage des pompes :	99
IV.16.	Dimensionnement des équipements :	99
IV.16.1.	Equipement en amont :	99
IV.16.2.	Equipement en aval :	100
IV.16.3.	Dimensionnement du pont roulant :	101
IV.16.4.	Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage :	102
IV.17.	Equipements auxiliaires :	103
Conclusion :	104

Chapitre V: Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction :	105
V.1. Définition :	105
V.2. Les causes du coup de bélier :	105
V.3. Les risques dus au coup de bélier :	106
V.4. Analyse physique du phénomène :	107
V.5. Moyen de protection contre le coup de bélier :	108
V.5.1. La conduite gravitaire :	108
V.5.2. La conduite de refoulement :	109
V.6. Calcul des réservoirs d'air :	112
V.7. Application sur la conduite d'adduction par refoulement :	114
Conclusion :	115

Chapitre VI: Pose de canalisation et accessoires

Introduction :	116
VI.1. Pose de canalisation :	116
VI.1.1. Principe de pose des canalisations :	116
VI.1.2. Utilisation des Butées et verrouillage :	119
VI.2. Appareils et Accessoires :	119
VI.3. Organes de mesure :	122
Conclusion :	123

Chapitre VII: Organisation du chantier

Introduction :	124
VII.1. Définition :	124
VII.2. Différents travaux à entreprendre :	124
VII.2.1. Travaux concernant l'adduction et le réseau de distribution :	124
VII.2.2. Travaux concernant la station de pompage :	124
VII.2.3. Travaux concernant les réservoirs :	125
VII.3. Définitions des engins de terrassement utilisées :	125

VII.4.	Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution :.....	125
VII.4.1.	Enlèvement de la couche végétale :.....	125
VII.4.2.	Déblais d'excavation :	126
VII.4.3.	La profondeur de la tranchée :.....	126
VII.4.4.	Largueur de la tranchée :	126
VII.4.5.	Lit de sable :	126
VII.4.6.	Remblais compactés :	127
VII.4.7.	Calcul du volume de terre à évacuer :	127
VII.4.8.	Devis estimatif des différents travaux :.....	128
VII.5.	Calcul du volume des travaux de la station de pompage :.....	129
VII.5.1.	Calcul des volumes :.....	129
VII.6.	Calcul du volume des travaux des réservoirs :.....	131
VII.6.1.	Réservoir de stockage :.....	131
VII.6.2.	Bâche d'eau :	132
VII.7.	Planification des travaux :.....	133
VII.7.1.	Travaux d'adduction :.....	133
VII.7.2.	Travaux du réseau :.....	134
VII.7.3.	La station de pompage :.....	134
VII.7.4.	Réservoirs et bâche d'aspiration :.....	135
Conclusion :	136

Listes des tableaux

Tableau I-1 : récapitulatif des débits des forages. (ADE Tizi ousou)	6
Tableau I-2 : répartition des logements sur l'entité A (service d'urbanisme Tizi ousou)	8
Tableau I-3 : répartition des logements sur l'entité B (service d'urbanisme Tizi ousou)	9
Tableau I-4 : répartition des logements sur l'entité B (service d'urbanisme Tizi ousou)	10
Tableau II-1 : Répartition de la population de la zone d'étude :	11
Tableau II-2 : Evolution de la population court, moyen et long terme.....	11
Tableau II-3 : Typologie agglomération / Strates de population (PNE, 2010).....	13
Tableau II-4 : Evolution des dotations unitaires domestiques en l/j/hab(PNE, 2010).....	13
Tableau II-5 : Evolution des dotations unitaires domestiques court, moyen et long terme.....	14
Tableau II-6 : Table de coefficient de majoration géo-climatique (PNE, 2010)	14
Tableau II-7 : Facteur de majoration (autres usagers) (PNE, 2010)	15
Tableau II-8 : Evolution des dotation unitaires domestiques et autres usages	15
Tableau II-9 : Besoins domestiques	15
Tableau II-10 : Evaluation des besoins scolaires	16
Tableau II-11 : Evaluation des besoins sanitaires.....	16
Tableau II-12 : Evaluation des besoins administratifs	17
Tableau II-13 : Evaluation des besoins socioculturels.....	17
Tableau II-14 : Evaluation des besoins publics	18
Tableau II-15 : Récapitulation des besoins en eau domestique et des équipements.....	19
Tableau II-16 : la consommation maximale journalier.....	20
Tableau II-17 : la consommation minimale journalier	20
Tableau II-18 : Débit moyen horaire	21
Tableau II-19 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants [SALAH, 1993]	22
Tableau II-20 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants [SALAH, 1993]	22
Tableau II-21 : Débit maximum et débit minimum horaire.....	23
Tableau II-22 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitant : [SALAH, 1993] .	24
Tableau II-23 : variation des débits horaires au court terme	25
Tableau II-24 : variation des débit horaires à moyen terme	27
Tableau II-25 : variation des débit horaires à long terme	29
Tableau III-1 : évaluation du volume résiduel du réservoir au court terme.....	38
Tableau III-2 : évaluation du volume résiduel du réservoir à moyen terme.....	40

Tableau III-3 : évaluation du volume résiduel du réservoir à long terme.....	41
Tableau III-4 : Récapitulatif des capacités des réservoir à projeter.....	42
Tableau III-5 : les dimensions du réservoir à projeter.	44
Tableau III-6 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.	51
Tableau III-7 : grandeurs caractéristiques de la conduite de refoulement.....	53
Tableau III-8 : calcul de la HMT de la conduite de refoulement.....	54
Tableau III-9 : calcul des frais d'amortissement de l'adduction.....	54
Tableau III-10 : calcul des frais d'exploitation de l'adduction.....	55
Tableau III-11 : bilan de l'adduction par refoulement.....	55
Tableau III-12 : état des nœuds du réseau d'adduction.....	56
Tableau III-13 : état des tronçons du réseau d'adduction.	57
Tableau III-14 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).	63
Tableau III-15 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie).....	66
Tableau III-16 : état des nœuds du réseau (cas de pointe).....	72
Tableau III-17 : état des arcs du réseau (cas de pointe).....	73
Tableau III-18 : état des nœuds du réseau (cas de pointe + incendie).	76
Tableau III-19 : état des arcs du réseau (cas de pointe + incendie).	77
Tableau IV-1 : les dimensions de la bêche ont projeté.	94
Tableau IV-2 : caractéristique des pompes en fonction de leur nombre.....	94
Tableau IV-3 : caractéristiques d'une pompe choisie pour la station de pompage.	94
Tableau IV-4 : caractéristiques de point de fonctionnement des quatre pompes.	95
Tableau IV-5: courbe caractéristique de la conduite de refoulement.....	95
Tableau IV-6 : variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.	98
Tableau V-1 : Les caractéristiques du tronçon de l'adduction par refoulement.	114
Tableau V-2 : Les paramètre pour l'utilisation de l'abaque de Vibert.	115
Tableau VII-1 : Calcul des volumes pour l'adduction.	127
Tableau VII-2 : Calcul des volumes pour les réseaux de distribution.	127
Tableau VII-3 : Devis estimatif des travaux d'adduction.....	128
Tableau VII-4 : Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites d'adduction.....	128
Tableau VII-5 : Devis estimatif des travaux du réseau de distribution.....	128
Tableau VII-6 : Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites de distribution.....	129
Tableau VII-7 : récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage.	129
Tableau VII-8 : Devis estimatif des travaux de la station de pompage.	130

Tableau VII-9 : Devis estimatif des travaux des réservoirs.	132
Tableau VII-10 : récapitulatif du devis estimatif du projet.....	133
Tableau VII-11 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.	133
Tableau VII-12 : Temps de réalisation des opérations du réseau de distribution.....	134
Tableau VII-13 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.....	134
Tableau VII-14 : Temps de réalisation des opérations du réservoir.	135

Liste des figures

Figure I-1 : Image satellitaire Google Earth de pôle d'excellence (Boukhalfa).....	2
Figure I-2 : réservoir 5000 m ³ (ADE Tizi ouzou).....	5
Figure I-3 : réservoir 50 m ³ (ADE Tizi ouzou).....	6
Figure I-4 : Les entités urbaines de pôle d'excellence (service d'urbanisme Tizi ouzou)	7
Figure II-1 : Accroissement de la population	12
Figure II-2 : le graphe de la consommation horaire.....	26
Figure II-3 : la courbe intégrale de la consommation totale	26
Figure II-4 : le graphe de la consommation horaire.....	28
Figure II-5 : la courbe intégrale de la consommation totale	28
Figure II-6 : le graphe de la consommation horaire.....	30
Figure II-7 : la courbe intégrale de la consommation totale	30
Figure III-1 : Schéma explicatif des équipements d'un réservoir.....	36
Figure III-2 : Courbe apport-consommation.....	38
Figure III-3 : profil de pression.....	57
Figure III-4 : répartition des vitesse et débit dans le réseau.	58
Figure III-5 : répartition des vitesse et pression dans le réseau.	71
Figure III-6 : répartition des vitesse et pression dans le réseau. (Cas de pointe + incendie).....	75
Figure IV-1 : Constitution d'une pompe centrifuge	83
Figure IV-2 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge	84
Figure IV-3 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration	85
Figure IV-4 : Couplage en parallèle.....	86
Figure IV-5 : Couplage en série.....	87
Figure IV-6 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.....	88

Figure IV-7 : courbe caractéristique pompe-conduite de refoulement.	96
Figure IV-8 : Équipements en aval	100
Figure V-1 : Schéma des quatre phases du coup de bélier	108
Figure V-2 : Réservoir d'air.....	110
Figure V-3 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélier en cours des phases de fonctionnement.	110
Figure V-4 : Cheminée d'équilibre.....	111
Figure V-5 : Soupape de décharge.....	112
Figure VI-1 : pose de canalisation en tranchée.	117
Figure VI-2 : Pose de conduite d'AEP à proximité d'une conduite d'assainissement.	118
Figure VI-3 : Robinet vanne à opercule.....	120
Figure VI-4 : Robinet vanne papillon.	121
Figure VI-5 : ventouse	122

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de masse de la ville plus le réseau de distribution projeté.

Planche N°2 : Plan de masse de la ville plus la conduite d'adduction projeté

Planche N°3 : Profil en long d'une conduite principale du réseau.

Planche N°4 : Profil en long de la conduite d'adduction (SP-RT).

Planche N°5 : plan du réservoir 3000 m³.

Nomenclature

A : Frais d'amortissement (DA). $\alpha h.i$: Pourcentage horaire de consommation.

Cp : cote du plan d'eau au réservoir (m). C : célérité d'onde (m/s).

Dot : Dotation journalière en eau potable en (l/hab/j)

D : diamètre du tuyau (m). Dc : diamètre de la cuve (m). Dec: diamètre économique de la conduite (m).

E : énergie consommée par la pompe en (KWh). e : prix unitaire d'un KWh en DA/KWh.

Em : module d'Young de la conduite : PEHD : 3,3.10⁹ Pa.

Es : Module de Yong du sol considéré Es =2.10⁸ Pascal.

e : épaisseur de la conduite (mm).

g = accélération de la pesanteur (9.81 m/s²).

H : hauteur totale du réservoir (m).

ΔH = pertes de charges (m).

Hg : la hauteur géométrique (m).

Happ : Hauteur manométrique appelée (m).

hv : Différence entre la hauteur H'c et la hauteur appelée.

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

Hinc : hauteur d'incendie dans le réservoir (m).

i : Taux d'annuité 8%.

Kf : Coefficient de fuite.

Kmax,j: Coefficient d'irrégularité maximum journalière.

Kmin,j: Coefficient d'irrégularité minimum journalière.

Kmax,h : Coefficient d'irrégularité maximum horaire.

Kmin,h : Coefficient d'irrégularité minimum horaire.

K' : Coefficient de perte de charge.

K : Coefficient de compressibilité de l'eau.

L : longueur de la conduite (m).

Li : longueur du tronçon i (m).

M : coefficient de rognage.

N : Nombre d'usagers pour chaque catégorie de consommateurs.

n : Durée de l'amortissement de la conduite (s).

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

P: puissance de la pompe en (kW).

Patm : pression atmosphérique.

Qmoy,j : Débit moyen journalier en (m³ /j)

Qmoy,j,maj : Débit moyen journalier majoré.

Qmax,j: Débit maximal journalier (m³ /j).

Qmin,j: Consommation minimale journalière (m³ /j).

Qmoy,h : Débit moyen horaire en (m³ /h).

Qmax,h : Débit maximal horaire (m³ /h).

Qmin,h : Débit minimal horaire (m³ /h).

Qh,i : Débit à l'heure i en (m³ /h).

Qr: débit route global (l/s).

Qcons: débit de consommation (l/s).

ΣQconc: Somme des débits concentrés (l/s).

Qsp : débit spécifique (l/s/m).

Qri : débit du tronçon numéro (i), (l/s).

Qnd : débit au nœud (l/s). *Qapp* : Débit demandé ou débit appelé (m³/h).

Qpf : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

R : revanche (m).

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

S : la section de la conduite (m²).

T : temps totaux de la fermeture de la vanne.

Tf : temps de fonctionnement de la station de pompage.

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

Tv : Tension de vapeur sature.

Tr : temps de retour de l'onde de déformation (s).

V : la vitesse d'écoulement. (m/s)

Vr : capacité résiduelle (m³),

VT : capacité totale du réservoir (m³).

Vinc : volume d'incendie.

V_r : volume de régulation.

$V_{b\grave{a}che}$: volume de la b\^ache (m³).

V_a : vitesse d'aspiration.

λ : coefficient de frottement

ΔH_t : Perte de charge totale (m).

ΔH_L : perte de charge linéaire totale (m).

$\Delta H_{p \text{ lin}}$: perte de charge linéaire (m).

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration (m).

ΔH_r : pertes de charge au refoulement (m).

η : rendement de la pompe en (%)

ρ : masse volumique de l'eau 1000 (kg/m³)

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est une ressource naturelle limitée, nécessaire à la vie et aux systèmes écologiques, et essentielle pour le développement économique et social.

En Algérie, Les quantités d'eau sont pour l'instant peu suffisantes grâce à la mobilisation des eaux de surfaces, des eaux souterraines et même des eaux non conventionnelles, mais il est plus permis de mal gérer cette ressource. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement de ce dernier en lui-même et par une gestion rigoureuse des différentes parties du projet.

Dans ce contexte s'inscrit le sujet de notre mémoire de fin d'études, il s'agit de l'étude du système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain POLE D'EXCELLENCE de la commune de BOUKHALFA (Wilaya de tizi ouzou) dans le but de répondre confortablement à la demande projetée à notre horizon d'étude.

Les ressources en eaux existantes dans la Wilaya de tizi ouzou sont suffisantes pour alimenter cette nouvelle agglomération. A cet effet, les autorités concernées (DRE tizi ouzou) ont autorisé l'exploitation du champ de captage Bouaid pour satisfaire les besoins en eaux de cette ville. Notre étude consiste l'adduction des eaux, le dimensionnement des ouvrages de stockage et ainsi le réseau distribution.

Les différentes étapes de ce travail sont articulées de la manière suivante : la présentation de la zone d'étude, l'estimation des besoins en eau potable, la conception et dimensionnement du réseau de distribution, l'étude des réservoirs, l'étude d'adduction, l'étude de pompage, la protection des conduites contre les phénomènes transitoires, pose de canalisation et accessoires et l'organisation de chantier.

L'étude est couronnée par une conclusion générale dans laquelle les principaux résultats et recommandations sont rappelés.

Chapitre I
**Présentation de la zone
d'étude**

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude

Introduction :

La présentation de la zone d'étude nous facilite énormément la compréhension de contenu de l'étude et la résolution des anomalies, d'où le but de ce chapitre est de faire une présentation générale de l'air d'étude du point de vue géographique, climatologique et hydrologique.

I.1. Description générale de la zone d'étude :

Le PDAU a prévu la création d'un nouveau pôle urbain (pôle d'excellence) située à Oued Falli, à l'entrée Ouest de la ville de Tizi ousou, il doit recevoir une population estimée à 95000 habitants et accueillir 19000 logements ainsi que des infrastructures d'envergures (sportifs, santé, administratifs et loisirs) dans une superficie de 355Ha.

I.2. Situation géographique :

Le nouveau pôle est limité :

- au Nord, par la Route National (RN12)
- au Sud, la Rocade Sud
- à l'ouest, par l'Oued Sebt
- à l'Est, par la ville Boukhalfa



Figure I-1 : Image satellitaire Google Earth de pôle d'excellence (Boukhalfa)

Il est traversé par plusieurs axes importants, dont la RN12 qui relie Tizi ouzou à la capitale, les deux rocales Sud et Nord, ainsi que le CW128 qui dessert vers Draa Elmizan.

I.3. Situation climatologique :

I.3.1. Climat et pluviométrie :

C'est le climat méditerranéen qui règne dans la région, avec des températures maximales et minimales 36°C de 7°C et respectivement enregistrées aux mois d'Août, Janvier et des précipitations irrégulières qui varient entre 400 et 900 mm.

- **Autres facteurs climatiques :**

- **La grêle :** Elle est fréquente pendant la saison hivernale (Décembre, Janvier, Février).
- **Le vent :** Le vent est l'un des éléments le plus caractéristique du climat. La sensation de la chaleur que nous éprouvons dépend dans une large mesure de sa force.

La direction moyenne annuelle des vents est celle de l'Ouest (W) et du Nord-Ouest (NW) avec des fréquences secondaires de l'Est.

La wilaya de Tizi-Ouzou qui est une partie de l'Algérie du Nord se situe donc sur la zone de contact et de lutte entre les masses d'air polaire et tropical.

- **Le sirocco :** Vent chaud et sec provenant du Sud, il est fréquent pendant la période estivale.

I.4. Les risques majeurs naturels :

La zone d'étude est confrontée à une multitude de risques et d'aléas naturels, entre autres :

- La sismicité ;
- Les mouvements de terrain ;
- Les inondations.

I.4.1. La sismicité et le risque sismique :

Le zoning sismique de l'Algérie (R.P.A 2003), établi suite au séisme du 21 Mai /2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs, classe la commune de Tizi-Ouzou dont fait partie notre périmètre d'étude, dans la zone de sismicité moyenne. De ce fait, Il y a lieu de tenir compte des recommandations du CGS et du CTC quant aux normes parasismiques en vigueur au niveau de la région.

I.4.2. Les mouvements de terrain :

Différents paramètres (naturels, humains) peuvent intervenir dans la formation des mouvements de terrain.

Le substrat est très altérable à la surface et pour cette raison, on a pu observer certains indices de mouvements de terrains "glissements, rupture de sols ... "

Des mouvements de terrain sont liés au phénomène de "retrait" qui se manifeste dans le type du sol de la zone d'étude, qui est lié aux variations en eau du terrain d'où la fissuration du sol lors des périodes de sécheresse.

A l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de "gonflement" ; qui s'agit d'une action qui provoque une dégradation dans les propriétés chimiques et géotechniques des formations ce qui diminue la résistance des terrains.

- **Zones inondables :** Les zones inondables se situent, le long de l'oued Sébaou et de l'oued Sebt.

I.5. Situation topographique :

- **Le relief et les pentes :**

La couverture tertiaire de la zone d'étude conduit à un paysage avec des petites collines un peu vallonnées traversés par des petits ruisseaux.

- **Les altitudes :**

Les altitudes sont croissantes du Nord vers le Sud et deviennent plus importantes tout en allant de la périphérie vers le centre du périmètre d'étude, d'où les plus élevées sont comprises entre 134 et 177m, cependant les plus basses sont comprises entre 47 et 71 m.

- **Les pentes :**

La répartition spatiale des pentes à travers l'espace de ce périmètre est inégalitaire ; les pentes les plus abruptes se localisent au centre où elles peuvent dépasser dans certains endroits les 34%. Cependant les pentes douces à moyennes, de 0 à 10%, se sont concentrées dans la partie Nord et Nord-est du périmètre d'étude.

I.6. Hydrographie et l'hydrogéologie :

I.6.1. Réseau hydrographique du site :

Les eaux sont partagées par une ligne de crête qui traverse la zone d'étude au milieu, constituant ainsi deux bassins versants :

- **Le bassin versant Est** dont les eaux s'écoulent d'Ouest en Est pour se déverser dans l'oued de Tizi-Ouzou.

- **Le bassin versant Ouest** dont les eaux s'écoulent d'Est en Ouest pour rejoindre l'oued Sebt.

Toutes ces eaux se déversent plus loin dans le Sébaou.

I.6.2. Hydrogéologique du site :

Les marnes miocènes qui se développent largement dans le bassin de Tizi-Ouzou sont peu perméables et ne peuvent ainsi être aquifères.

Il faudrait donc s'attendre, lors des terrassements de ces formations superficielles, à des venues d'eau en faible quantité, au contact : argiles Quaternaires - marnes Miocènes.

C'est précisément, la saturation de ces niveaux argileux superficiels qui expliquent les mouvements de terrain fréquents, par fluage, observés sur site, dès que les pentes dépassent 10%.

I.7. Situation hydraulique :

Actuellement la ressource en eau exploitée pour les différentes régions de la wilaya de Tizi-Ouzou, provient en premier lieu de la mobilisation des ressources en eau souterraines (forages) et à partir du barrage Taksept (transfert SPET).

Notre zone d'étude « **Pôle d'excellence** » comporte :

- ❖ Un réservoir de capacité 5000 m³, alimenté par une conduite de refoulement (DN 800 mm en acier) venant des forages du champ de captage Bouaid (10 forages). Ce réservoir dessert à son tour en gravitaire la station de refoulement de Thassadort qui alimente la population de Beni Douala. Mâatkas...etc.



Figure I-2 : réservoir 5000 m³ (ADE Tizi ouzou)

- ❖ Un réservoir de capacité 50 m³ destiné à l'alimentation de quelques habitations, actuellement hors service.



Figure I-3 : réservoir 50 m³ (ADE Tizi ouzou)

Tableau I-1 : récapitulatif des débits des forages. (ADE Tizi ouzou)

Chaine	Commune	Forage (ADE)	M ³ / h
Tassadort	Tizi-Ouzou	F5.1	144
		F5.2	144
		F5.3	144
		BA.1 bis	108
		BA2	160
		BA3	110
		BA4	180
		BA5	180
		BA2	132
		BA7	108
		Total	1410

I.8. Population et l'occupation de sol :

Le pôle d'excellence compte trois entités distinctes : A, B et C, déterminées par les grands axes, la RN12 et les rocares Nord.

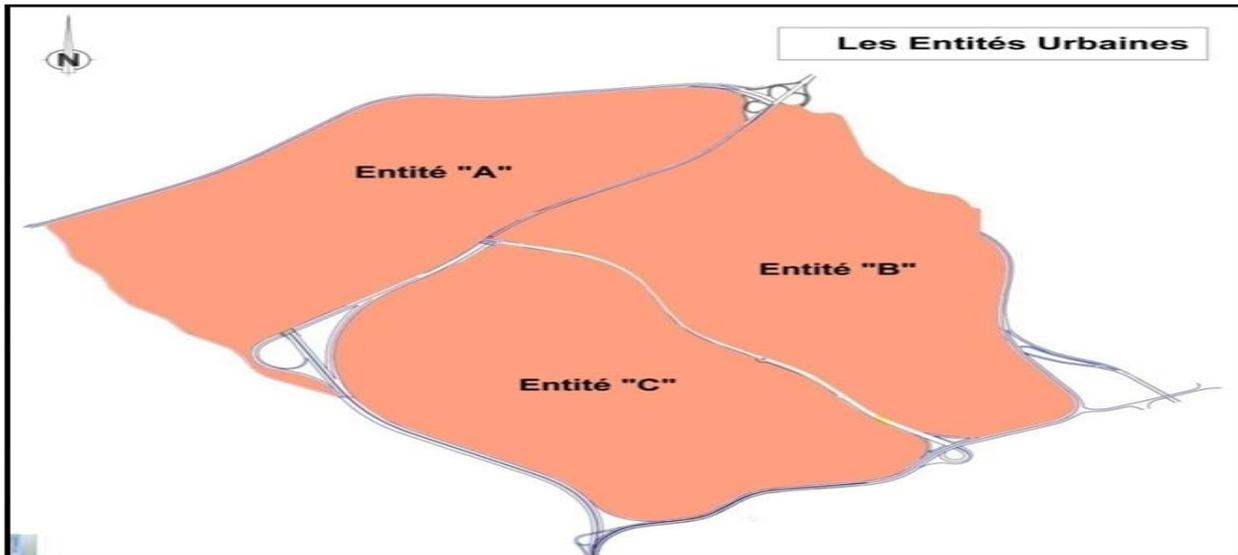


Figure I-4 : Les entités urbaines de pôle d'excellence (service d'urbanisme Tizi ousou)

Entité 'A' : est située dans la partie Nord de l'aire d'étude. Elle s'étend sur une superficie de 190 Ha.

- Les logements occupent une surface de 226,73 Ha soit 117,47% ;
- Les équipements occupent une surface de 23,79 Ha soit 12,33% ;
- L'espace libre y compris la voirie compte 115,31 Ha soit 59,75%.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-2 : répartition des logements sur l'entité A (service d'urbanisme Tizi ousou)

Désignation/programme	Logements		TOL appliqué	Nombre de population induite
	Nombre	Situation actuelle		
<i>Programme de l'Etat</i>				
<i>A.A.D.L. : Habitat collectif</i>	2 000+1500	en cours réalisation	05	17500
<i>O.P.G.I. : Habitat collectif</i>	4412	en cours de réalisation	05	22060
<i>Autres</i>				
<i>Protection civile : Logements de fonction</i>	40	Choix de terrain	05	200
<i>Existant</i>				
<i>Habitat individuel privé</i>	44	08 en bon état 26 en moyen état 10 précaires	6,6	290
<i>Projections possibles sur le site :</i>				
<i>Habitat promotionnel</i>	a*100L/HA =113 logts	Forte densité	05	565
	ha*70L/HA =933 logts	Moyenne densité	05	4665
<i>Habitat individuel</i>	42 logts	Restructuration et aménagement	05	210
<i>Total Entité A</i>	9084 logements			45 490 habitants

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Entité 'B' : d'une surface foncière de 190 hectares, est la partie Est du site où se situent les deux pôles :

- **Le pôle sportif** : c'est le complexe olympique en cours de réalisation avec un stade d'une capacité de 50 000 places.
- **Le pôle de santé**, qui recevra un CHU d'une capacité de 500 lits. L'assiette destinée à cette équipe a fait l'objet d'une expropriation.

Tableau I-3 : répartition des logements sur l'entité B (service d'urbanisme Tizi ousou)

<i>Désignation</i>	<i>Type de logement</i>	<i>Superficie Ha</i>	<i>Densité applicable</i>	<i>Nombre de logements induits</i>	<i>TOL</i>	<i>Population induite</i>
Projections	Habitat Collectif	9.37	120 Logts/Ha	1125	05	5625
		24.47	85 logts/ha	2080	05	10400
		5.2	70 logts/ha	364	05	1820
Existant	Logements de fonction du CFPA	/	/	16	05	80
	Logements de fonction de l'office Météo.	/	/	06	05	30
	Habitations privées	/	/	03	05	15
<i>Total Entité "B"</i>				7594	05	17970

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Entité "C" : d'une superficie de 205 hectares, est la partie Ouest de la zone d'intervention où une tranche de 1 000 logements OPGI est en cours de réalisation.

Ce pôle est caractérisé par la proposition d'un pôle de loisirs et de détente et la continuité de la centralité proposée dans l'entité B.

Tableau I-4 : répartition des logements sur l'entité B (service d'urbanisme Tizi ousou)

<i>Désignation</i>	<i>Superficie Ha</i>	<i>Densité applicable</i>	<i>Nombre de logements induits</i>	<i>TOL</i>	<i>Population induite</i>
Programme OPGI	9,85	/	1288	05	6440
Projections possibles sur le site	5.02	100 Logts/Ha	502	05	2510
	32.24	85 Logts/Ha	2740	05	13700
	26.13	70 logts/ha	1830	05	9150
Total Entité "C"			6360	05	31800

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue climatologique, hydrologique, topographique et hydraulique.

La reconnaissance de ces données nous permettra de prendre les dispositions indispensables à la réalisation du projet.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau potable

Chapitre II: Estimation des besoins en eau potable

Introduction :

On sait que les besoins d'une agglomération ne sont pas constants, mais ils dépendent du mode de vie de la population et son nombre des habitants, et changent d'une année à une autre, d'un mois à un autre, et aussi d'une heure à une autre.

II.1. Estimation de la population :

Le PDAU a prévu la création d'une nouvelle ville (pôle d'excellence), Elle doit recevoir une population estimée à 95000 habitants, avec un TOL de 5 personnes par logement et accueillir 19038 logements réparti sur 3 zones comme suit :

Tableau II-1 : Répartition de la population de la zone d'étude :

Zone	Nombre de logements	TOL	Nombre d'habitants
A	9084	5	45420
B	3594	5	17970
C	6360	5	31800
TOTAL	19038	/	95190

Selon le programme de réalisation fourni par la direction d'urbanisme tizi ousou , la réalisation de ce projet est programmée sur trois phases :

- Court terme : la zone A en court de réalisation
- Moyen terme : la zone B
- Long terme : la zone C

Tableau II-2 : Evolution de la population court, moyen et long terme.

Horizon	Court terme	Moyen terme	Long terme
Zones projetées	A	A+B	A+B+C
Population (hab)	45490	63460	95260

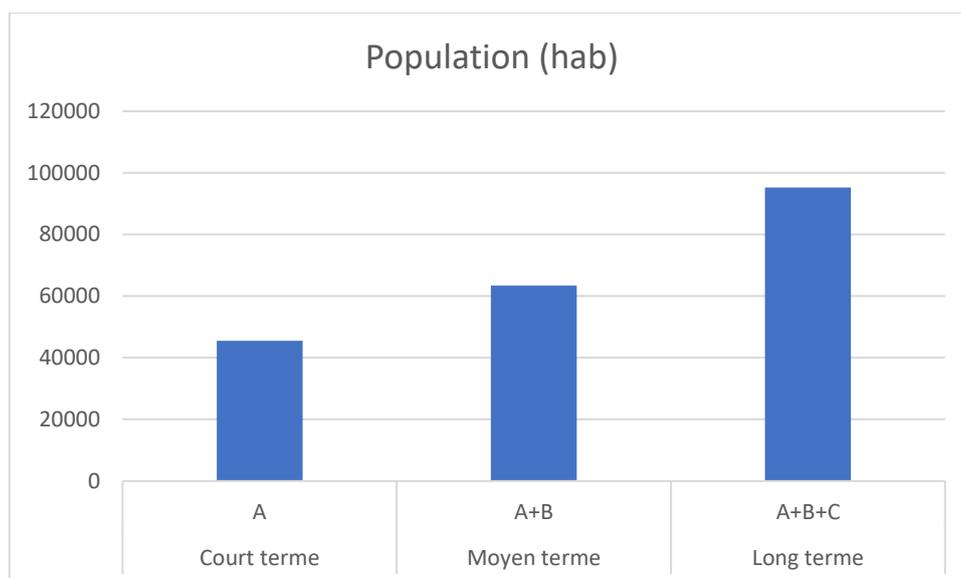


Figure II-1 : Accroissement de la population

II.2. Estimation des besoins en eau potable :

La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, pour répondre à toutes les sortes de consommation.

Pour le calcul des besoins moyens journaliers on utilise la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{D * N}{1000} \left(\frac{m^3}{j} \right)$$

Avec :

- Q_{moyj} : consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- D : Dotation journalière pour chaque catégorie en $l/j/catégorie$;
- N : nombre de consommateurs ;

II.2.1. Besoins domestiques :

La consommation moyenne journalière domestique dépend du confort et des habitudes de la population. Dans notre cas, la dotation domestique unitaire est estimée en suivant les hypothèses de calcul de la demande en eau de l'étude d'actualisation du plan national de l'eau de 2010 (PNE).

En première approche, l'estimation de l'évolution de la dotation domestique est structurée en fonction de la typologie de l'agglomération, et est basée sur la formulation de deux hypothèses tendancielle et volontaristes.

On admet a les hypothèses tendancielle dans notre cas.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

La dotation unitaire domestique varie dans le temps et selon la typologie de l'agglomération comme indiqué dans les eux tableaux ci-dessous :

Projection Démographiques :

Tableau II-3 : Typologie agglomération / Strates de population (PNE, 2010)

Désignation	Caractéristique
Les métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	Alger ; Oran ; Constantine ; Annaba
Les métropoles	Ville de plus de 300.000 habitants
L'urbain dit « supérieur »	100.000 <pop<300.000 habitants
L'urbain	20.000 <pop<100.000 habitants
Semi urbain	5000 <pop<20.000 habitants
Semi rural	3000 <pop<5000 habitants
Rural aggloméré	600 <pop<3000 habitants
Rural épars	Population inférieure à 600 habitants

A partir de tableau ci-dessus, le pôle d'excellence est considéré comme ville urbain.

Evolution des dotations domestiques :

Les besoins domestiques pour les différents horizons sont indiqués dans le tableau ci-dessous :

Tableau II-4 : Evolution des dotations unitaires domestiques en l/j/hab(PNE, 2010)

	2010	2015	2020	2025	2030	2035	2040	2045	2050
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	100	105	110	115	120	125	130	135	140
Métropoles	90	95	100	110	120	126	133	141	148
Urbain supérieur	85	85	90	100	110	113	120	126	133
Urbain	80	85	90	100	110	116	123	131	138
Semi urbain	80	80	85	90	100	102	107	113	117
Semi rural	75	80	85	90	100	104	110	116	122
Rural aggloméré	70	75	80	85	90	96	100	105	110

Tableau II-5 : Evolution des dotations unitaires domestiques court, moyen et long terme

Horizon	Court terme	Moyen terme	Long terme
Dotation (l/j/hab)	90	116	138

FACTEUR DE MAJORATION :

Majoration Climatique :

Les coefficients de majoration climatique prennent en compte les variations de standard dans l'usage de l'eau entre, respectivement, le Nord, les hauts plateaux et le sud. Ils s'établissent comme suit :

Tableau II-6 : Table de coefficient de majoration géo-climatique (PNE, 2010)

Unité : %	Majoration Geo-climatique
Région SNAT	Taux de majoration
Région Nord	0
Région Haut plateaux	5
Région Sud	15

Pour la wilaya de Tizi ousou située dans le Nord de l'Algérie, le coefficient est égal à Zéro.

Majoration autre usages :

Les besoins administratifs, des commerces et de l'artisanat et petites industries sont considérés comme étroitement liés à la typologie de l'agglomération et sont estimés par application directe aux dotations unitaires domestiques, de coefficient de majoration spécifiques à chaque catégorie d'usage :

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II-7 : Facteur de majoration (autres usagers) (PNE, 2010)

	Taux de majoration des autres usagers			
	Administration	Commerce	Artisanat et petite industrie	Total
Métropoles à statut particulier de délégation (SPE)	35	17.5	17.5	70
Métropoles	30	15	15	60
Urbain supérieur	25	12.5	12.5	50
Urbain	20	10	10	40
Semi urbain	15	10	10	35
Semi rural	10	7.5	7.5	25
Semi rural	5	5	5	15

Le taux de majoration des autres usagers pour notre agglomération est 40%.

Tableau II-8 : Evolution des dotation unitaires domestiques et autres usages

Horizon	Court terme	Moyen terme	Long terme
Dotation (l/j/hab)	126	162	193

Tableau II-9 : Besoins domestiques

Horizon	Court terme	Moyen terme	Long terme
Population	45490	63460	95260
Dotation (l/j/hab)	126	162	193
Qmoyj(m ³ /j)	5731.74	10280.5	18385.18

II.2.2.Besoins scolaires

Tableau II-10 : Evaluation des besoins scolaires

Zone	Equipement	Quantité	Unité	Capacité	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)	Totale (m ³ /j)
A	Lycée	2	Elève	1200	10	12	40
	CEM	3	Elève	1000	10	10	
	Ecole	6	Elève	1800	10	18	
B	Lycée	1	Elève	700	10	7	20
	CEM	2	Elève	700	10	7	
	Ecole	2	Elève	600	10	6	
C	Lycée	1	Elève	600	10	6	19,25
	CEM	1	Elève	350	10	3,5	
	Ecole	2	Elève	600	10	6	
	CFPA	1	Elève	250	15	3,75	

II.2.3.Besoins sanitaires

Tableau II-11 : Evaluation des besoins sanitaires

Zone	Equipement	Quantité	Unité	Capacité	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)	Totale (m ³ /j)
A	Polyclinique	1	Patient	60	20	1,2	32.2
	Maternité	1	Lit	60	500	30	
	Centre psychopathe	1	Patient	50	20	1	
B	CHU	1	Lit	500	300	150	151.9
	Polyclinique	1	Patient	60	20	1,2	
	Centre de sante	3	Patient	70	10	0,7	
C	Maternité	1	Lit	60	500	30	31.7
	Polyclinique	1	Patient	60	20	1,2	
	Centre de sante	2	Patient	50	10	0,5	

II.2.4. Besoins administratifs

Tableau II-12 : Evaluation des besoins administratifs

Zone	Equipement	Quantité	Unité	Capacité	Dotation	Qmoyj	Totale
A	Unité de protection civil	1	Unité	1	20000	20	20,33
	ADE	1	Employé	15	15	0,225	
	Siege OPGI	1	Employé	7	15	0,105	
B	PTT	1	Employé	7	15	0,105	2.775
	BMPJ	1	Agent	45	50	2.25	
	Centrale téléphonique	1	Employé	20	20	0,4	
C	Antenne APC	1	Employé	15	15	0,225	0,83
	Antenne poste	1	Employé	7	15	0,105	
	Station de service	1	Employé	25	20	0,5	

II.2.5. Besoins socioculturels

Tableau II-13 : Evaluation des besoins socioculturels

Zone	Equipement	Quantité	Unité	Capacité	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)	Totale (m ³ /j)
A	Maison de jeunes	1	Adhérent	30	15	0,45	22,45
	Mosquées	1	Fidel	800	15	12	
	Stade communal	2	m ²	2000	5	10	
B	Maison de jeunes	1	Adhérent	30	15	0,45	44.9
	Mosquées	1	Fidel	500	15	7,5	

Suite Tableau II-13 : Evaluation des besoins socioculturels

Zone	Equipement	Quantité	Unité	Capacité	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)	Totale (m ³ /j)
	Stade olympique	1	m ²	7150	5	35.7	
			Vestiaire	50	25	1.25	
C	Stade communal	1	m ²	1000	5	5	45
	Mosquées	1	Fidel	1000	15	15	
	Piscine	1	m ³	1	25000	25	

II.2.6. Besoins en eau publics

Tableau II-14 : Evaluation des besoins publics

Zone	Equipement	Quantité	Unité	Capacité	Dotation (l/j/m ²)	Qmoyj (m ³ /j)	Totale (m ³ /j)
A	Marché	1	m ²	2000	5	10	22
	Parc Communal	1	m ²	1000	5	5	
	Jardin publique	1	m ²	1400	5	7	
B	Super marché	1	m ²	800	5	4	27
	Parking à étages	1	m ²	3600	5	18	
	Espace vert	1	m ²	1000	5	5	
C	Marché	1	m ²	1000	5	5	17,5
	Train de sport	1	m ²	1500	5	7,5	
	Parc urbain	1	m ²	1000	5	5	

II.2.7. Récapitulation des besoins en eau domestiques et des équipements

On admet que les fuites sont estimées à 12% du débit total ;

Tableau II-15 : Récapitulation des besoins en eau domestique et des équipements

Catégorie des consommateurs	$Q_{moy,j}(m^3/j)$		
	Court terme	Moyen terme	Long terme
Domestiques	5731,74	10280,5	18385,18
Scolaire	40	60	79,25
Sanitaire	32,2	184,1	215,8
Administratifs	20,33	23,103	23,933
Socioculturels	22,45	67.35	112.35
Publics	22	49	66,5
Total	5868,72	10603.05	18883.01
Débit total + débit des fuites	6572.96	11875.4	21148.97

II.3. Etude de la variation des de consommation dans le temps : [SALAH, 1993]

Les consommations sont soumises à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnière qui dépendent de la ville ;
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine ;
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population ;

II.3.1. Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

La consommation maximale journalière c'est la consommation de la journée la plus chargée de l'année, le débit maximal journalier caractérisé par le coefficient d'irrégularité maximale journalière ($K_{max,j}$), il est donné par la formule ci-après :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \cdot Q_{moy,j}$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière ;

La valeur de $K_{\max,j}$ varie entre **1.1** et **1.3** .

Pour notre cas on prend $K_{\max,j}=1.3$

Tableau II-16 : la consommation maximale journalier

	Débit moyen journalier $Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	Coefficient d'irrégularité ($K_{\max,j}$)	Débit maximum journalier $Q_{\max,j}$ (m^3/j)
Court terme	6572.96	1.3	8544.84
Moyen terme	11875.4	1.3	15438.02
Long terme	21148.97	1.3	27493.66

II.3.2.Consommation minimale journalière ($Q_{\min,j}$) :

La consommation minimale journalière c'est la consommation de la journée la moins chargée de l'année, le débit minimal journalier caractérisé par le coefficient d'irrégularité minimale journalière ($K_{\min,j}$), il est donné par la formule ci-après :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \cdot Q_{\text{moy},j}$$

Avec :

- $Q_{\min,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\min,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière ;

La valeur de $K_{\min,j}$ varie entre **0.7** et **0.9** .

Pour notre cas on prend $K_{\min,j}=0.8$

Tableau II-17 : la consommation minimale journalier

	Débit moyen journalier $Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	Coefficient d'irrégularité ($K_{\min,j}$)	Débit minimal journalier $Q_{\min,j}$ (m^3/j)
Court terme	6572.96	0.8	5258.36
Moyen terme	11875.4	0.8	9500.32
Long terme	21148.97	0.8	16919.17

II.4. Variation des débits horaires :

Le débit horaire d'une agglomération est variable en fonction du développement des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II.4.1. Débit moyen horaire $Q_{moy,h}(m^3/h)$:

Le débit moyen horaire est donné par la relation ci-après :

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

Avec :

- $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

Tableau II-18 : Débit moyen horaire

Horizon	$Q_{max,j} (m^3/j)$	$Q_{moy,h} (m^3/h)$
Court terme	8544.84	356.03
Moyen terme	15498.02	645.75
Long terme	27493.66	1145.56

II.4.2. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) : [SALAH, 1993].

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

α_{max} : coefficient qui tient compte de confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1.2** et **1.5** et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1.3$

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

Tableau II-19 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants [SALAH, 1993]

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitant qui varie entre 30000 et 100000 donc par interpolation on trouve $\beta_{max}=1.13$

$$K_{max,h} = 1.3 \times 1.13 = 1.47$$

II.4.3.Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$) :[SALAH ,1993].

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sous consommation :

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \times \beta_{min}$$

α_{min} : coefficient qui tient compte de confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **0.4** et **0.6**.

Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0.5$

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

Tableau II-20 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants [SALAH, 1993]

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

Pour notre cas on a un nombre d'habitant qui varie entre 30000 et 100000 donc par interpolation on trouve $\beta_{min}=0.65$

$$K_{min,h} = 0.5 \times 0.65 = 0.325$$

II.4.4.Débit maximum et débit minimum horaire :

Le débit maximum horaire ($Q_{max,h}$) est donné par la relation suivante ;

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \cdot Q_{moy,h}$$

Avec :

- $Q_{\max,h}$: débit maximum horaire en m^3/h ;
- $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- $K_{\max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

Le débit minimum horaire ($Q_{\min,h}$) est donné par la relation suivante :

$$Q_{\min,h} = K_{\min,h} \cdot Q_{\text{moy},h}$$

Avec :

- $Q_{\min,h}$: débit minimum horaire en m^3/h ;
- $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- $K_{\min,h}$: coefficient d'irrégularité minimale horaire ;

Tableau II-21 : Débit maximum et débit minimum horaire

Horizon	$Q_{\text{moy},h}$ (m^3/h)	$K_{\max,h}$	$Q_{\max,h}$ (m^3/h)	$K_{\min,h}$	$Q_{\min,h}$ (m^3/h)
Court terme	356.03	1.47	523.36	0.325	115.7
Moyen terme	645.75	1.47	949.25	0.325	209.86
Long terme	1145.56	1.47	1683.97	0.325	372.3

II.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière, la variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II-22 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitant : [SALAH, 1993]

Heures (h)	Coefficients de répartition des débits horaires (%).				
	Moins de 10 000 Habitants	De 10 001 à 50 000 Habitants	De 50 001 à 100 000 Habitants	Plus de 100 000 Habitants	Agglomération De type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	05	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

II.5.1.Variation des débit horaires au court terme :

Le nombre d'habitant au court terme est 45490 habitants donc on choisit la répartition variante entre 10001 et 50000 habitants.

Tableau II-23 : variation des débits horaires au court terme

Heures	Consommation horaire $Q_{\max,j}=8544.84\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée (intégral)	
	Ch (%)	$Q_h (\text{m}^3/\text{h})$	Ch (%)	$Q_h (\text{m}^3/\text{h})$
0_1	1,5	128,1726	1,5	128,1726
1_2	1,5	128,1726	3	256,3452
2_3	1,5	128,1726	4,5	384,5178
3_4	1,5	128,1726	6	512,6904
4_5	2,5	213,621	8,5	726,3114
5_6	3,5	299,0694	12	1025,381
6_7	4,5	384,5178	16,5	1409,899
7_8	5,5	469,9662	22	1879,865
8_9	6,25	534,0525	28,25	2413,917
9_10	6,25	534,0525	34,5	2947,97
10_11	6,25	534,0525	40,75	3482,022
11_12	6,25	534,0525	47	4016,075
12_13	5	427,242	52	4443,317
13_14	5	427,242	57	4870,559
14_15	5,5	469,9662	62,5	5340,525
15_16	6	512,6904	68,5	5853,215
16_17	6	512,6904	74,5	6365,906
17_18	5,5	469,9662	80	6835,872
18_19	5	427,242	85	7263,114
19_20	4,5	384,5178	89,5	7647,632
20_21	4	341,7936	93,5	7989,425
21_22	3	256,3452	96,5	8245,771
22_23	2	170,8968	98,5	8416,667
23_24	1,5	128,1726	100	8544,84
	100	8544,84		

D'après ce tableau on a tracé le graphe de la consommation et la courbe intégrale représentée dans les figures II-2 et II-3 respectivement.

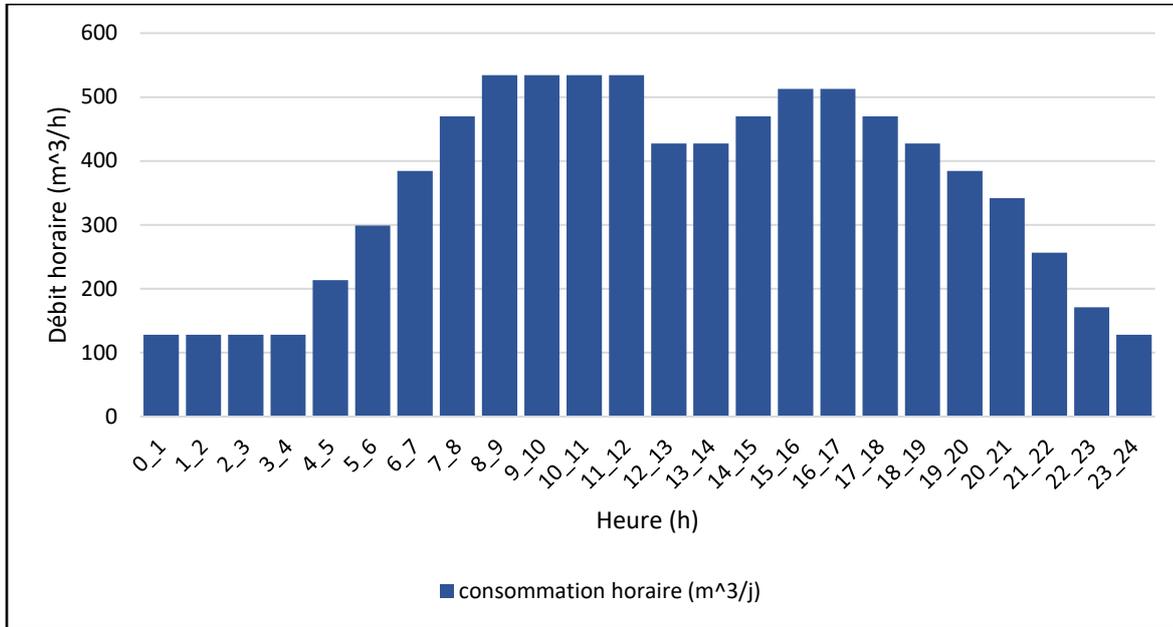


Figure II-2 : le graphe de la consommation horaire

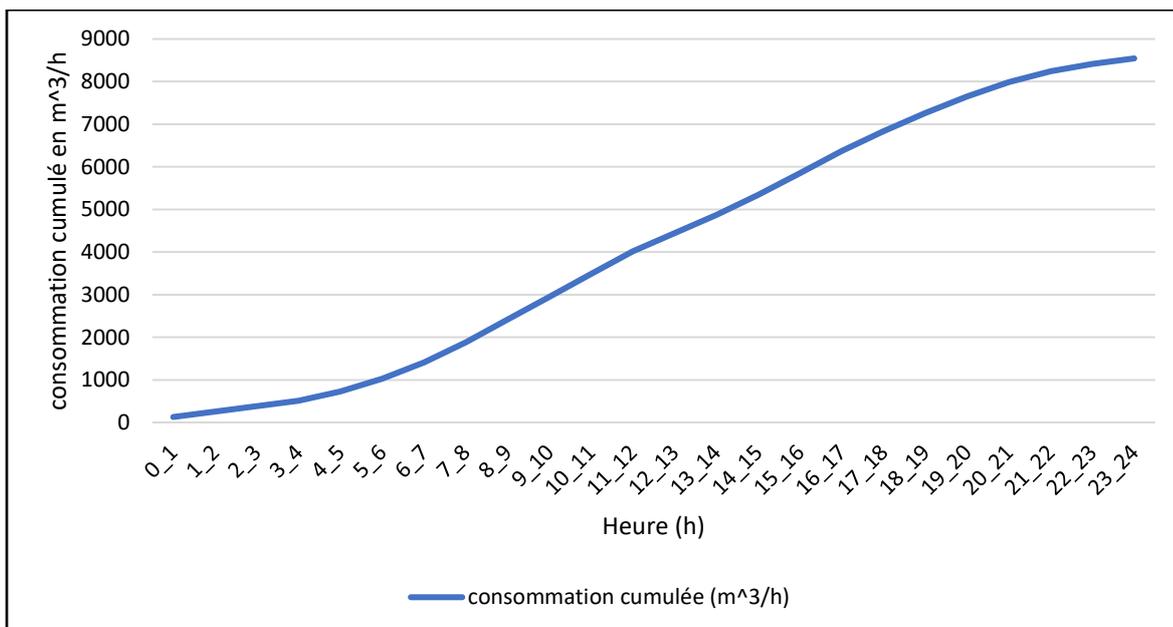


Figure II-3 : la courbe intégrale de la consommation totale

II.5.2.Variation des débit horaires à moyen terme :

Le nombre d'habitant à moyen terme est 63460 habitants donc on choisit la répartition variante entre 50001 et 100000 habitants.

Tableau II-24 : variation des débit horaires à moyen terme

Heures	Consommation horaire $Q_{max,j}=15498.02m^3/j$		Consommation cumulée (intégral)	
	Ch (%)	$Q_h (m^3/h)$	Ch (%)	$Q_h (m^3/h)$
0_1	3	464,94	3	464,94
1_2	3,2	495,94	6,2	960,88
2_3	2,5	387,45	8,7	1348,33
3_4	2,6	402,95	11,3	1751,28
4_5	3,5	542,43	14,8	2293,71
5_6	4,1	635,42	18,9	2929,13
6_7	4,5	697,41	23,4	3626,54
7_8	4,9	759,40	28,3	4385,94
8_9	4,9	759,40	33,2	5145,34
9_10	5,6	867,89	38,8	6013,23
10_11	4,8	743,90	43,6	6757,14
11_12	4,7	728,41	48,3	7485,54
12_13	4,4	681,91	52,7	8167,46
13_14	4,1	635,42	56,8	8802,88
14_15	4,2	650,92	61	9453,79
15_16	4,4	681,91	65,4	10135,71
16_17	4,3	666,41	69,7	10802,12
17_18	4,1	635,42	73,8	11437,54
18_19	4,5	697,41	78,3	12134,95
19_20	4,5	697,41	82,8	12832,36
20_21	4,5	697,41	87,3	13529,77
21_22	4,8	743,90	92,1	14273,68
22_23	4,6	712,91	96,7	14986,59
23_24	3,3	511,43	100	15498,02
	100	15498,02		

D'après ce tableau on a tracé le graphe de la consommation et la courbe intégrale représentée dans les figures II-4 et II-5 respectivement.

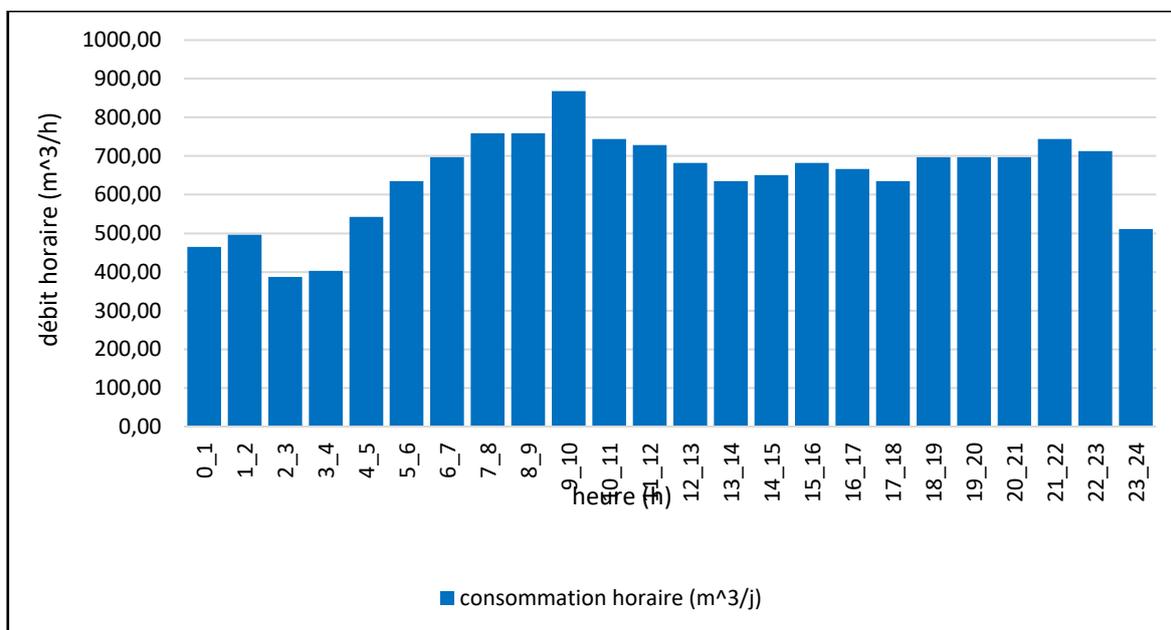


Figure II-4 : le graphe de la consommation horaire

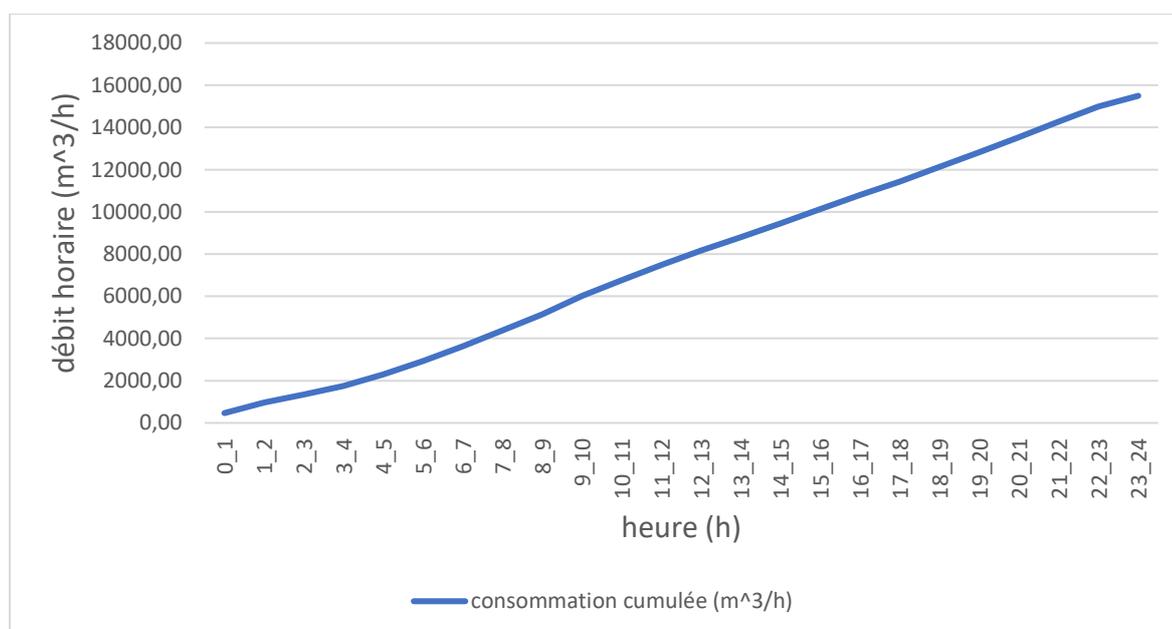


Figure II-5 : la courbe intégrale de la consommation totale

II.5.3.Variation des débit horaires à long terme :

Le nombre d'habitant à moyen terme est 95260 habitants donc on choisit la répartition variante entre 50001 et 100000 habitants.

Tableau II-25 : variation des débit horaires à long terme

Heures	Consommation horaire $Q_{\max,j}=27493.66\text{m}^3/\text{j}$		Consommation cumulée (intégral)	
	Ch (%)	Q_h (m ³ /h)	Ch (%)	Q_h (m ³ /h)
0_1	3	824,81	3	824,81
1_2	3,2	879,80	6,2	1704,61
2_3	2,5	687,34	8,7	2391,95
3_4	2,6	714,84	11,3	3106,78
4_5	3,5	962,28	14,8	4069,06
5_6	4,1	1127,24	18,9	5196,30
6_7	4,5	1237,21	23,4	6433,52
7_8	4,9	1347,19	28,3	7780,71
8_9	4,9	1347,19	33,2	9127,90
9_10	5,6	1539,64	38,8	10667,54
10_11	4,8	1319,70	43,6	11987,24
11_12	4,7	1292,20	48,3	13279,44
12_13	4,4	1209,72	52,7	14489,16
13_14	4,1	1127,24	56,8	15616,40
14_15	4,2	1154,73	61	16771,13
15_16	4,4	1209,72	65,4	17980,85
16_17	4,3	1182,23	69,7	19163,08
17_18	4,1	1127,24	73,8	20290,32
18_19	4,5	1237,21	78,3	21527,54
19_20	4,5	1237,21	82,8	22764,75
20_21	4,5	1237,21	87,3	24001,97
21_22	4,8	1319,70	92,1	25321,66
22_23	4,6	1264,71	96,7	26586,37
23_24	3,3	907,29	100	27493,66
	100	27493,66		

D'après ce tableau on a tracé le graphe de la consommation et la courbe intégrale représentée dans les figures II-6 et II-7 respectivement.

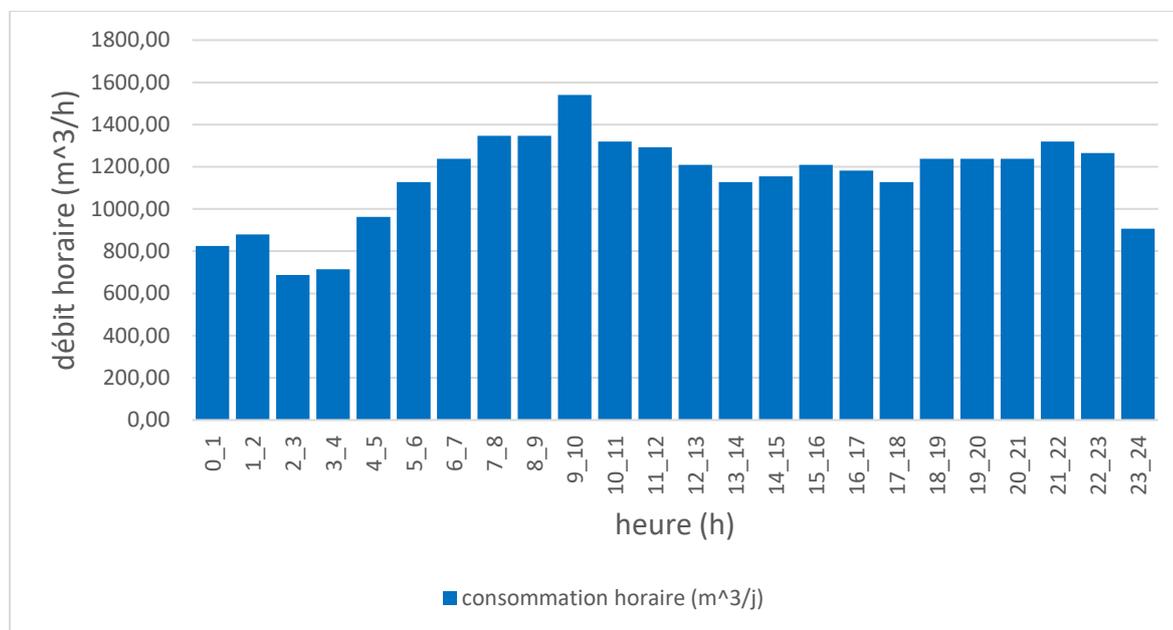


Figure II-6 : le graphe de la consommation horaire

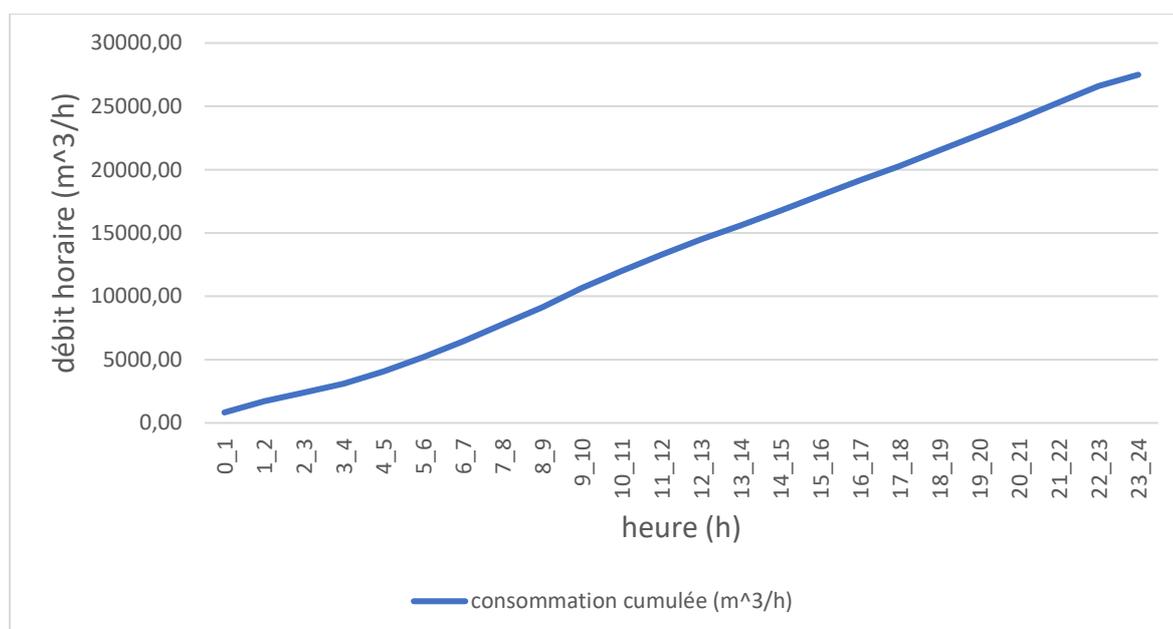


Figure II-7 : la courbe intégrale de la consommation totale

Conclusion

Dans ce chapitre, on a essayé de calculer et estimer les besoins totaux en eau de l'agglomération qui sont de $27493.66 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 318.22 l/s (long terme).

Comme nous avons déjà dit (dans le chapitre I), le pôle est alimenté à partir de champ de captage Bouaid avec un débit 391.66 l/s , donc on n'aura pas un déficit de débit.

Chapitre III
Conception du nouveau
système d'AEP

Chapitre III: Conception du nouveau système d'AEP

Introduction

Après avoir déterminé les besoins en eau potable de l'agglomération (pôle d'excellence), il est nécessaire d'assurer l'alimentation en eau des consommateurs. Pour cela il est nécessaire de faire l'étude de conception d'un système d'AEP.

Ce chapitre a pour but :

- Etude des réservoirs ;
- Etude d'adduction ;
- Etude et dimensionnement du réseau de distribution.

III.1. Réservoirs : [SALAH ,1993]

Les réservoirs sont des ouvrages très importants dans le réseau d'alimentation en eau potable, les réservoirs constituent les organes régulateurs de la pression et du débit entre la production (adduction) et la consommation (distribution).

III.1.1. Utilité des réservoirs :

- Sollicitation régulière des points d'eau, qui ne subiront pas les variations journalières et préservation des ouvrages et des nappes ou des gisements aquifères
- Emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution pendant les heures où la consommation devient importante.
- Continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution.
- Disponibilité de la réserve d'incendie.
- Briser la charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relai.

III.1.2. Classification des réservoirs :

a) Selon le matériau :

- ✓ Réservoirs métalliques,
- ✓ Réservoirs en maçonnerie,
- ✓ Réservoirs en béton,

b) Selon la situation des lieux :

- Réservoirs enterrés,
- Réservoirs semi-enterrés,
- Réservoirs surélevés,

c) Selon la forme :

- ✓ Réservoirs circulaires,
- ✓ Réservoirs rectangulaires,
- ✓ Réservoirs carrés,

Les réservoirs peuvent être également classés selon leurs rôles et les conditions d'installation de système d'alimentation en eau potable en l'occurrence, on trouve les catégories des réservoirs ci-après :

•Réservoirs terminaux :

Les réservoirs terminaux du réseau d'adduction constituent les réservoirs de têtes des réseaux de distribution des différentes agglomérations a desservir.

•Réservoirs tampon :

On les trouve généralement dans les adductions mixtes (refoulement-gravitaire), autrement dit la conduite de refoulement se transforme en conduite gravitaire par installation d'un réservoir tampon appelé également réservoir de relai, le rôle de ce réservoir est :

- Eviter les faibles pressions par conséquent la cavitation au niveau des points culminants.
- Eviter les cantonnements d'air et la coupure de la veine liquide.
- En cas de l'arrêt brusque de la pompe, on évite une forte dépression dans le point haut.

•Réservoirs d'équilibres :

Dans le cas où l'agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique peut devenir insuffisante, et fournis en extrémité du réseau, des pressions trop faibles aux heures de pointes. Dans ce cas on peut ajouter un ou plusieurs réservoirs d'équilibres, situés à l'autre extrémité de l'agglomération.

Ces réservoirs d'équilibres sont en liaison avec le réservoir principal et se remplissent au moment des faibles consommation ou bien à partir d'une autre source.

•Les bâches à eau :

Les bâches à eau sont des réservoirs enterrés dont les pompes en aspirent l'eau à refouler.

III.1.3. Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous on doit prendre compte de certains points à savoir :

- Il est préférable que le réservoir soit à un niveau bas par rapport à la prise d'eau, ce qui implique un remplissage par gravité, ce qui sera plus économique.

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravite, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.

III.1.4. Les équipements d'un réservoir :

Le réservoir est constitué de :

- **Une conduite d'arrivée ou d'alimentation :**

Cette conduite, du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer le brassage.

Cette arrivée par le bas ou en siphon noyé permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations. L'extrémité de cette dernière est munie d'un dispositif qui obture la conduite quand le niveau atteint son niveau maximal.

- **Une conduite de départ ou de distribution :**

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelques centimètres au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de 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.

- **Une conduite de trop-plein :**

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir en cas où une pompe ne s'arrête pas.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve.

- **Une conduite de vidange :**

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 le dépôt de sable.

- **Une conduite by-pass :**

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ, elle fonctionne uniquement quand le réservoir est isolé pour son entretien.

- **Un système de matérialisation d'incendie :**

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve atteint. Nous distinguons :

- Le système à deux prises :

Ce système est très rarement utilisé du fait que la réserve de sécurité n'est pas convenablement renouvelée.

- Le système à siphon :

Ce système a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

Quelques équipements sont aussi à prévoir dans les réservoirs :

- Une fenêtre d'aération (entrée et sortie de l'air lors du remplissage et de la vidange).
- Un accès pour le nettoyage de la cuve.
- Une chambre de vannes, un trop-plein (évacuation de l'excédent d'eau), une galerie de vidange (au fond).
- ❖ Une fermeture par flotteur de l'alimentation, un enregistreur du niveau d'eau dans le réservoir.

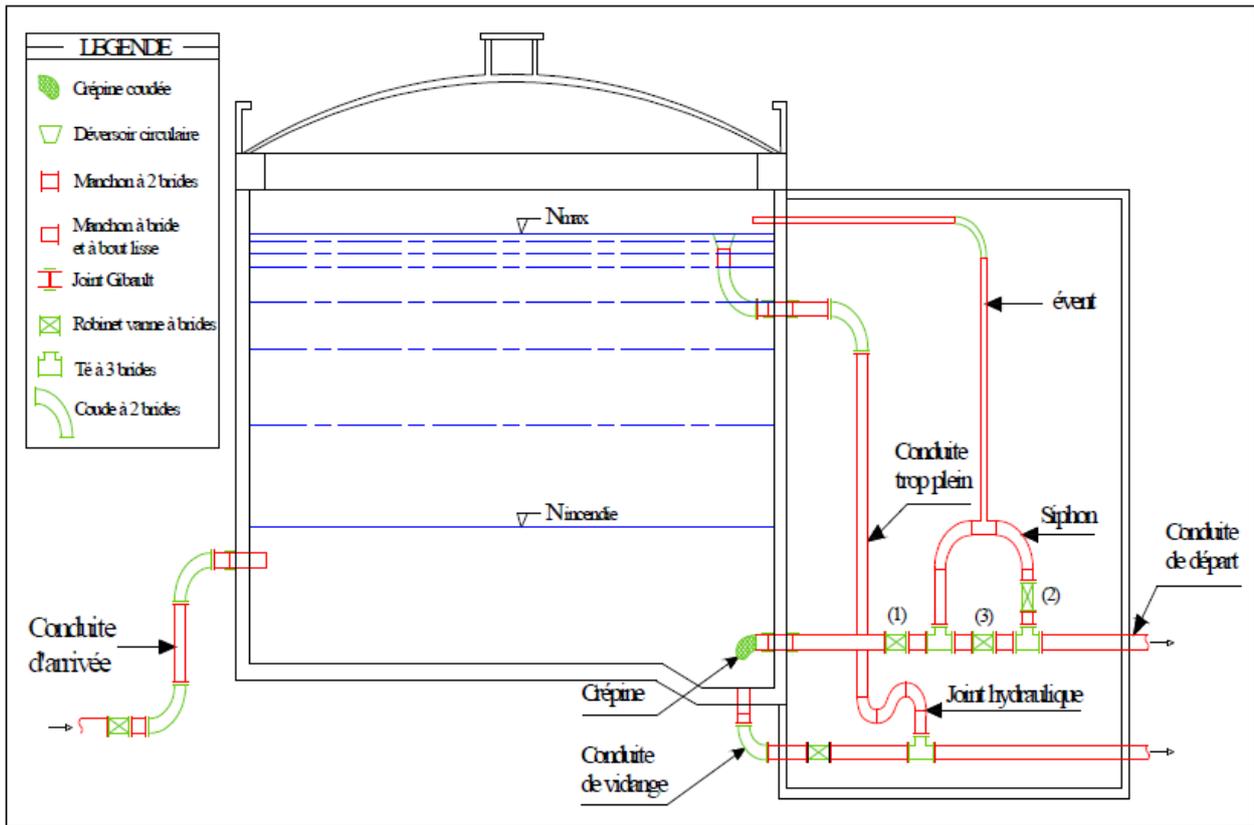


Figure III-1 : Schéma explicatif des équipements d'un réservoir

III.1.5. Calcul de la capacité des réservoirs :

Le dimensionnement d'un réservoir doit prendre en compte l'évolution de la population et ses habitudes de consommation, la capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmentée éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

La méthode analytique et La méthode graphique.

- **La méthode analytique :**

Cette méthode est basée à la fois sur le régime de consommation le long de la journée et de temps de pompage. Le volume de régulation sera :

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

V_r : capacité résiduelle (m^3);

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

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

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

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

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

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

- **La méthode graphique :**

La méthode graphique tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) et de la courbe d'apport du pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de consommation vis-à-vis de celle des apports.

$$R_{max} = \Delta V_1 + \Delta V_2$$

Avec : ΔV_1 : écart inférieur entre l'apport et la consommation.

ΔV_2 : écart supérieur entre l'apport et la consommation.

Le volume de régulation est calculé selon la formule suivante :

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

Le volume total sera :

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

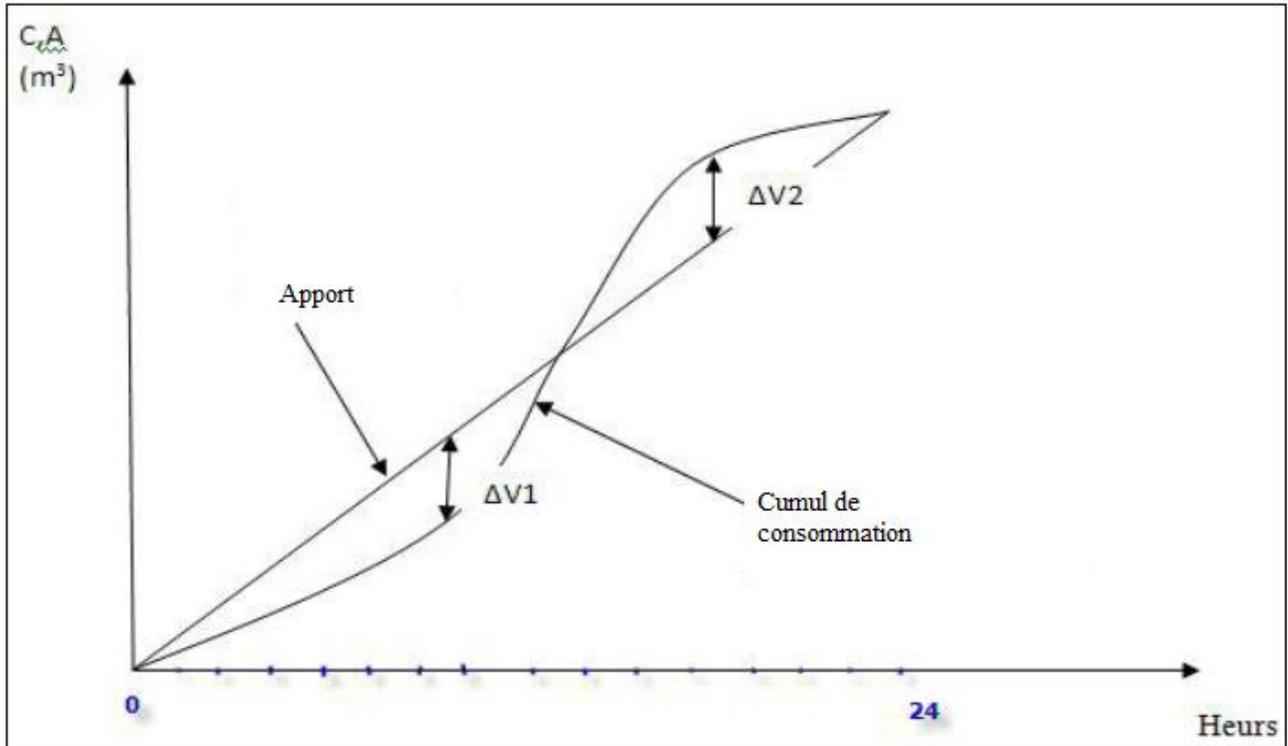


Figure III-2 : Courbe apport-consommation

Pour notre projet, on utilise la méthode analytique pour le calcul de capacité des réservoirs. On calcule le volume des réservoirs pour les trois horizons d'étude.

- **Calcul du volume du réservoir au court terme :**

Tableau III-1 : évaluation du volume résiduel du réservoir au court terme

Heures	Apports	Distribution%	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	0,00	1,5		1,50	5,50
01_02	0,00	1,5		1,50	4,00
02_03	0,00	1,5		1,50	2,50
03_04	0,00	1,5		1,50	1,00
04_05	5,00	2,5	2,50	-	3,50
05_06	5,00	3,5	1,50	-	5,00
06_07	5,00	4,5	0,50	-	5,50
07_08	5,00	5,5		0,50	5,00
08_09	5,00	6,25		1,25	3,75
09_10	5,00	6,25		1,25	2,50

Suite Tableau III-1 :

10_11	5,00	6,25		1,25	1,25
11_12	5,00	6,25		1,25	0,00
12_13	5,00	5	0,00	-	0,00
13_14	5,00	5	0,00	-	0,00
14_15	5,00	5,5		0,50	-0,50
15_16	5,00	6		1,00	-1,50
16_17	5,00	6		1,00	-2,50
17_18	5,00	5,5		0,50	-3,00
18_19	5,00	5	0,00	-	-3,00
19_20	5,00	4,5	0,50	-	-2,50
20_21	5,00	4	1,00	-	-1,50
21_22	5,00	3	2,00	-	0,50
22_23	5,00	2	3,00	-	3,50
23_00	5,00	1,5	3,50	-	7,00
Totale	100	100	-	-	-

Le volume résiduel du sera :

$$V_r = \frac{7 + |-3|}{100} Q_{max,j} = \frac{10}{100} \times 8544.84$$

$$V_r = 854.484 \text{ m}^3$$

Le volume total de réservoir est :

$$V_T = V_r + V_{inc} = 854.484 + 120$$

$$V_T = 974.484 \text{ m}^3$$

• **Calcul du volume du réservoir à moyen terme :**

Tableau III-2 : évaluation du volume résiduel du réservoir à moyen terme

Heures	Apports	Distribution%	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	0,00	3	-	3,00	8,30
01_02	0,00	3,2	-	3,20	5,10
02_03	0,00	2,5	-	2,50	2,60
03_04	0,00	2,6	-	2,60	0,00
04_05	5,00	3,5	1,50	-	1,50
05_06	5,00	4,1	0,90	-	2,40
06_07	5,00	4,5	0,50	-	2,90
07_08	5,00	4,9	0,10	-	3,00
08_09	5,00	4,9	0,10	-	3,10
09_10	5,00	5,6	-	0,60	2,50
10_11	5,00	4,8	0,20	-	2,70
11_12	5,00	4,7	0,30	-	3,00
12_13	5,00	4,4	0,60	-	3,60
13_14	5,00	4,1	0,90	-	4,50
14_15	5,00	4,2	0,80	-	5,30
15_16	5,00	4,4	0,60	-	5,90
16_17	5,00	4,3	0,70	-	6,60
17_18	5,00	4,1	0,90	-	7,50
18_19	5,00	4,5	0,50	-	8,00
19_20	5,00	4,5	0,50	-	8,50
20_21	5,00	4,5	0,50	-	9,00
21_22	5,00	4,8	0,20	-	9,20
22_23	5,00	4,6	0,40	-	9,60
23_00	5,00	3,3	1,70	-	11,30
Total	100,00	100			

Le volume résiduel du sera :

$$V_r = \frac{11.30}{100} Q_{max,j} = \frac{11.30}{100} \times 15498.02$$

$$V_r = 1751.27 \text{ m}^3$$

Le volume total de réservoir est :

$$V_T = V_r + V_{inc} = 1751.27 + 120$$

$$V_T = 1871.27m^3$$

• **Calcul du volume du réservoir à long terme :**

La capacité du réservoir à long terme donne comme suit :

Tableau III-3 : évaluation du volume résiduel du réservoir à long terme

Heures	Apports	Distribution%	Surplus %	Déficit %	Résidu %
00-01	0,00	3	-	3,00	8,30
01_02	0,00	3,2	-	3,20	5,10
02_03	0,00	2,5	-	2,50	2,60
03_04	0,00	2,6	-	2,60	0,00
04_05	5,00	3,5	1,50	-	1,50
05_06	5,00	4,1	0,90	-	2,40
06_07	5,00	4,5	0,50	-	2,90
07_08	5,00	4,9	0,10	-	3,00
08_09	5,00	4,9	0,10	-	3,10
09_10	5,00	5,6	-	0,60	2,50
10_11	5,00	4,8	0,20	-	2,70
11_12	5,00	4,7	0,30	-	3,00
12_13	5,00	4,4	0,60	-	3,60
13_14	5,00	4,1	0,90	-	4,50
14_15	5,00	4,2	0,80	-	5,30
15_16	5,00	4,4	0,60	-	5,90
16_17	5,00	4,3	0,70	-	6,60
17_18	5,00	4,1	0,90	-	7,50
18_19	5,00	4,5	0,50	-	8,00

Suite Tableau III-2 :

19_20	5,00	4,5	0,50	-	8,50
20_21	5,00	4,5	0,50	-	9,00
21_22	5,00	4,8	0,20	-	9,20
22_23	5,00	4,6	0,40	-	9,60
23_00	5,00	3,3	1,70	-	11,30
Total	100,00	100			

Le volume résiduel du sera :

$$V_r = \frac{11.3}{100} Q_{max,j} = \frac{11.3}{100} \times 27493.66$$

$$V_r = 3106.78 \text{ m}^3$$

Le volume total de réservoir est :

$$V_T = V_r + V_{inc} = +120$$

$$V_T = 3226.78 \text{ m}^3$$

•Récapitulatif des capacités des réservoir à projeter :

Après le calcul du volume du réservoir, il faut que on normalise se volume pour la réalisation des ouvrages de stockage et distribution.

Tableau III-4 : Récapitulatif des capacités des réservoir à projeter

	Court terme	Moyen terme	Long terme
Volume résiduel (m ³)	854.84	1751.27	3106.78
Volume total (m ³)	974.48	1871.27	3226.78
Volume normalisé (m ³)	1000	2000	3000

Après avoir déterminer la capacité de stockage pour horizon d'étude, on opte à construire un réservoir de capacité normalisée égale à 3000m³ pour satisfaire la demande en eau du pole.

• **Forme et dimensions du réservoir à projeter :**

Vue que la forme circulaire est la moins couteuse et la plus adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000m³, les dimensions du réservoir à projeter prendront bien entendu cette forme, ces dimensions sont déterminées comme suit :

✓ **Le diamètre de la cuve :**

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule suivante :

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}}$$

Avec :

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³) ;

S : section du réservoir (m²) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur utile optimale d'eau (m), 3<h<6m

✓ **Réévaluation de la hauteur d'eau h :**

On calcule la hauteur de la cuve moyennant la formule :

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

Avec :

D_n : diamètre normalisé de la cuve (m) ;

✓ **La section de la cuve :**

On calcule la section de la cuve moyennant la formule :

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

✓ **La hauteur totale H du réservoir :**

La hauteur totale du réservoir c'est la hauteur d'eau (calculé h) plus la revanche (r) qui comprise entre 0.5 et 1m.

$$H = h + r$$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m) ;

h : hauteur d'eau (m) ;

r : la revanche (m) ;

✓ **La hauteur de la réserve d'incendie :**

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

Avec :

V_{inc} : volume d'incendie (120m³) ;

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

Les dimensions du réservoir sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau III-5 : les dimensions du réservoir à projeter.

Réservoir	Volume (m ³)	D (m)	S (m ²)	h (m)	r (m)	H (m)	h_{inc} (m)
Pôle d'excellence	3000	30	706.85	4.3	0.7	5	0.169

Conclusion :

Dans cette partie nous avons déterminé les besoins en stockage de pole pour chaque horizon d'étude en fonction des besoins en eau, par la suite on a calculé la capacité du réservoir nécessaire pour satisfaire la demande en eau de notre agglomération.

Le réservoir à projeter c'est un réservoir cylindrique d'une capacité de 3000m³ avec une cote de 176m.

III.2. Etude d'adduction :

L'adduction désigne le transport de l'eau du point de captage vers le point d'utilisation. Les longueurs des conduits d'adduction peuvent être vraiment considérable.

Les ouvrages d'adduction sont généralement de grande dimension.

III.2.1. Types d'adduction :

Dans un système d'adduction, on doit distinguer les écoulements à surface libre et les écoulements en charge. Les adductions peuvent être classées comme suite :

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

- **Adduction gravitaire :**

Le point de captage (la source) se situe à une cote supérieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement généralement en charge, ou à surface libre (canaux à ciel ouvert).

- **Adduction par refoulement :**

La cote de la source est inférieure à celle de l'ouvrage d'arrivée. L'écoulement est toujours en charge par un système de pompage.

- **Adduction mixte :**

Rencontrée lorsque la configuration du site nous impose l'installation d'un ouvrage intermédiaire recevant l'eau gravitaire (ou par refoulement), et par la suite refoulée (ou envoyée gravitairement) vers le réservoir d'arrivée.

III.2.2. Etude des adductions :

- **Adduction gravitaire en charge :**

Pour l'élaboration d'un projet d'adduction gravitaire en charge, il faut suivre les étapes suivantes :

Détermination du diamètre de la conduite le plus avantageux.

- Choix du tracé d'adduction pour avoir une longueur minimale, en suivant les voies de communication.
- Types de tuyaux à utiliser.
- Nombre de ligne de conduites.
- Pose de conduites, généralement enterrées pour des raisons de protection.
- Protection des conduites contre le régime transitoire, les poussées et la corrosion.

- **Adduction par refoulement :**

Dans l'étude d'une conduite de refoulement, il faut tenir compte de l'aspect technique et aussi de l'aspect économique.

III. Les conditions techniques :

- **Tracé en plan :**

Les conduites d'adduction sont posées le long des voies de communication existantes pour des raisons économiques, pour la facilité de pose et de maintenance ultérieure des installations.

- **Profil en long :**

- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, de préférence avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation.
- Eviter les contre-pentes, qui peuvent générer aux points hauts des cantonnements d'air pouvant être difficile à évacuer.
- L'installation des dispositions de protection des conduites contre les effets de coup de bélier.
- Eviter les sur-profondeurs et les ouvrages coûteux ou fragiles.
- Eviter la traversée des massifs boisés.
- Le tracé en plan doit être conçu tenant compte de la possibilité de réaliser un profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts.
- Le tracé en plan le plus court pour réduire les frais d'établissement et aussi d'exploitation.

IV. Les conditions économiques :

D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. Plus le diamètre de la conduite est petit, plus la perte de charge est grande et plus l'énergie dépensée sera importante.

Le diamètre économique pour la conduite de refoulement qui résulte d'un compromis entre :

- Les frais de construction de la conduite de refoulement, qui croissent avec l'augmentation du diamètre.
- Les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente.
- Le coût annuel de l'investissement est le coût d'amortissement.
- La variation du coût de l'énergie de pompage est liée à la valeur de la HMT c'est-à-dire les pertes de charge engendrées par le diamètre choisi.

III.2.3. Choix des matériaux de canalisation :

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

De nombreux types de tuyaux sont disponibles pour constituer une conduite, ils peuvent être constitués d'un matériau unique ou présenter une structure composite donc la tuyauterie peut être classé en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués (fonte, acier, PEHD.....ect).

• Fonte :

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

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

• Acier :

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

- **PVC (polychlorure de vinyle) et PEHD (polyéthylène) :**

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion.

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

- **PRV (polyester renforcé de fibre de verre) :**

Les tuyaux en polyester renforcé en fibre de verre est une technique assez ancienne qui a surtout été employée en industrie pour les conduites de petit diamètre, non enterrées et transportant des fluides corrosifs.

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

Pour notre projet, on opte pour des conduites en fonte pour toute la longueur d'adduction, pour les raisons suivantes :

- Souple et plus résistante ;
- Supporte des pressions de service atteignant 50 bars ;
- Une épaisseur de conduite voisine du 1/20 du rayon ;
- Des longueurs jusqu'à 7m à partir du diamètre 800mm ;
- Différents types de joints sont utilisés pour assembler ces conduites ;

Pour la distribution, on opte pour des conduites en PEHD pour des raisons suivantes :

- Le terrain est accidenté donc éviter d'emblée les matériaux ductiles ;
- La disponibilité de produit dans la région donc les frais de transport sont réduits ;
- Le PEHD contre l'augmentation de l'agressivité des sols ;

III.2.4. Dimensionnement de conduite d'adduction par refoulement :

Le dimensionnement de la conduite d'adduction par refoulement s'établit en déterminant le diamètre économique qui permet de donner un cout de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude économique s'avère indispensable.

- **Méthode de la détermination du diamètre économique :**

Parmi autant de méthodes de calcul du diamètre économique théorique figure celle des formules empiriques donnant le diamètre économique calculé, par conséquent on peut avoir une idée sur la fourchette du diamètre économique. Pour notre cas on opte pour les deux formules suivantes :

- **La formule de BRESS :**

$$D_{ec} = 1.5\sqrt{Q}$$

- **La formule de BONNIN :**

$$D_{ec} = \sqrt{Q}$$

Avec :

Q : débit maximum journalier en m³/s ;

III.2.5. Détermination des frais d'amortissement et d'exploitation :

- **Frais d'amortissement :**

Les frais d'amortissement sont calculés comme suit :

$$F_{am} = P_{rc} \times A [DA]$$

Avec : P_{rc} : prix de la conduite en (DA) ;

A : Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante :

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

Avec : i : Taux d'annuité annuel, i=8% ;

N : nombre d'années d'amortissement ;

Pour notre cas $n=30$ ans, donc on aura $A=8.89\%$.

➤ **Frais d'exploitation :**

Le calcul des frais d'exploitation dépend du calcul des paramètres suivants :

- **La hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteurs géométrique.

$$HMT = H_g + \Delta H_t$$

Avec : H_g : la hauteur géométrique ;

ΔH_t : les pertes de charge totale ;

- **Perte de charge :**

Les pertes de charge occasionnées dans un circuit hydraulique ont pour origine :

D'une part, par les frottements de fluide sur la paroi interne de la tuyauterie, on les appelle les pertes de charge linéaires, elles sont exprimées par la formule suivante :

$$\Delta H_l = \lambda \frac{LV^2}{D2g}$$

Ou bien la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H_L = \frac{8 * \lambda * l * Q^\beta}{g * \pi^2 * D^m} = I * L$$

Avec : V : vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

ΔH_l : pertes de charge linéaire en (m) ;

I : Le gradient hydraulique en (m/m) ;

D : Diamètre intérieur de la conduite (m) ;

β : Exposante tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposante tenant compte du type du matériau ;

λ : coefficient de frottement est obtenu par la formule de NIKURADZE :

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

Avec

$\frac{\varepsilon}{D}$: rugosité relative ;

ε : La rugosité de la conduite ($\varepsilon=0.03$ pour la fonte) ;

Selon le type de matériau on choisit les coefficients K' , m , β .

Tableau III-6 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0.00179-0.001735	5.1 - 5.3	1.9 - 2
Amiante-ciment	0.00118	4.89	1.85
Plastique	0.001052	4.772	2

Dans notre cas, on prend : $K'=0.00179$; $\beta = 2$; $m = 5.3$ (matériaux : fonte).

D'autre part, la résistance à l'écoulement provoqué par les accidents de parcours (coude, élargissement ou rétrécissement de la section) ce sont des pertes de charge singulières, estimées de 10% à 15% des pertes linaires.

On prend 15% pour notre cas d'où :

$$\Delta H_s = 0.15 \times \Delta H_l$$

Donc les pertes de charge totale sont données comme suit :

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_l$$

$$\Delta H_T = 1.15 * \Delta H_l$$

- **Hauteur géométrique :**

La hauteur géométrique c'est la différence entre la cote de trop-plein du réservoir d'arrivée et la cote de plan d'eau.

$$H_g = C_d - C_a$$

- **Puissance absorbée par la pompe :**

C'est la puissance fournie la pompe, définit comme suit :

$$P = \frac{g * Q * \rho * HMT}{\eta}$$

Avec :

η : rendement de la pompe entre (70 et 80%) ;

Q : débit refoulé par la pompe en (m³) ;

g : Accélération de la pesanteur (g = 9.81 m/s²).

- **Energie consommée par la pompe :**

$$E = P * t * 365$$

Avec :

t : le temps de pompage par jours en (heure) ;

Pour notre cas t=20h.

- **Frais d'exploitation :**

$$F_{ex} = E * e$$

Avec :

E : énergie consommée par la pompe en (KwH) ;

e : prix unitaire d'un KwH imposé par la SONELGAZ(8.7DA).

III.2.6. Détermination de diamètre économique :

Dans notre projet l'adduction est par refoulement à partir de la station de pompage installé à proximité de champ de captage. Le débit de projet est de $27493.66 \text{ m}^3/\text{j}$ qui égal à $0.381 \text{ m}^3/\text{s}$ et la longueur de la conduite et de 2327.3m .

- La hauteur géométrique H_g :

La cote de trop-plein du réservoir d'arrivée : $C_d = 175,97+4.9 = 180.65\text{m}$.

La cote de plan d'eau de la bache d'aspiration : $C_a = 55.67\text{m}$.

D'où $H_g = 180.65-55.67=124.98\text{m}$

On utilise la formule de BONNIN pour déterminer deux diamètre économique calculé, les résultats dans le tableau suivant :

Tableau III-7 : grandeurs caractéristiques de la conduite de refoulement

Q (m^3/s)	D_{ec} Bonnin (m)	$H_g(\text{m})$	L (m)
0.381	0.617	124.98	2327.3

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique.

En premier on calcul la hauteur manométrique (HMT) pour les différent diamètres de la gamme choisit.

Tableau III-8 : calcul de la HMT de la conduite de refoulement

Diamètre (mm)	V (m/s)	I m/m)	λ	L (m)	ΔH_I (m)	ΔH_T (m)	H_g (m)	HMT (m)
400	3,032	0,038	0,011	2327.3	28,85	33,18	124,98	158.15
450	2,395	0,020	0,011	2327.3	15,12	17,39	124,98	142.37
500	1,940	0,012	0,011	2327.3	8,49	9,76	124,98	134.74
600	1,347	0,005	0,010	2327.3	3,13	3,59	124,98	128.57
700	0,990	0,002	0,010	2327.3	1,34	1,55	124,98	126.52
800	0,757	0,001	0,0101	2327.3	0,65	0,74	124,98	125.72

Après avoir déterminé la HMT, on calcule les frais d'amortissement et les frais d'investissement pour chaque diamètre.

Tableau III-9 : calcul des frais d'amortissement de l'adduction

Diamètre (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total (DA)	A	F_{am} (DA)
400	15474.02	2327.3	36012686.75	0,089	3205129.12
450	18166.10	2327.3	42277964.53	0,089	3762738.84
500	20852.69	2327.3	48530465.44	0,089	4319211.42
600	27966.24	2327.3	65085830.3	0.089	5792638.89
700	35079.79	2327.3	81641195.27	0.089	7266066.3
800	42193.34	2327.3	98196560.18	0.089	8739493.85

Tableau III-10 : calcul des frais d'exploitation de l'adduction

Diamètre (mm)	P (Kwtt)	E (KWH)	e (DA)	F _{ex} (DA)
400	788,137	5753402,743	8.7	50457342.03
450	709,498	5179335,747	8.7	45422765.3
500	671,474	4901760,895	8.7	42645319.74
600	640,726	4677299,972	8.7	40692509.74
700	630,509	4602722,194	8.7	40043683.09
800	626,523	4573618,671	8.7	39890482.43

Pour avoir le meilleur choix de diamètre économique dans cette gamme on détermine le bilan des frais d'amortissement et frais d'exploitation.

$$Bilan = F_{am} + F_{ex}$$

Tableau III-11 : bilan de l'adduction par refoulement

Diamètre (mm)	F _{am} (DA)	F _{ex} (DA)	Bilan (DA)
400	3205129.12	50457342.03	53662471.15
450	3762738.84	45422765.3	49185504.14
500	4319211.42	42645319.74	46964531.16
600	5792638.89	40692509.74	46485148.52
700	7266066.3	40043683.09	47309749.39
800	8739493.85	39890482.43	48529976.28

Le diamètre économique normalisé est de 600mm, avec une vitesse de V=1.34m/s.

III.2.7. Simulation du fonctionnement hydraulique de l'adduction :

A l'aide du logiciel EPENT, nous avons fait la simulation de fonctionnement hydraulique de notre système d'adduction :

- Vérification d'arrivé du débit refoulé jusqu'à au réservoir de distribution ;

- Vérification des pressions dans les différents points du système.

Lorsque on a un système d'adduction alors le débit aux nœuds considéré nul.

- **Résultat de la simulation :**

Charges et les pressions dans le système d'adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau III-11 : état des nœuds du réseau d'adduction

Tableau III-12 : état des nœuds du réseau d'adduction

ID Noeud	Altitude (m)	Demande (m ³ /j)	Charge (m)	Pression (mce)
Noeud n6	55,67	-27493,66	183,99	128,32
Noeud n7	75,3	0	183,46	108,16
Noeud n8	80,09	0	182,93	102,84
Noeud n9	103,54	0	182,45	78,91
Noeud n10	128,96	0	182,08	53,12
Noeud n11	157,57	0	181,4	23,83
Noeud n12	175,6	0	180,66	5,06
Bâche B1	180,65	27493,66	180,65	0

Les vitesses et les pertes de charges dans de réseau sont données dans le tableau suivant :

Tableau III-13 : état des tronçons du réseau d'adduction.

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (m ³ /j)	Vitesse (m/s)	ΔH (m/km)
Tuyau p4	374,2	600	27493,66	1,13	1,43
Tuyau p5	368,8	600	27493,66	1,13	1,43
Tuyau p6	333,2	600	27493,66	1,13	1,43
Tuyau p7	257,9	600	27493,66	1,13	1,43
Tuyau p8	472,8	600	27493,66	1,13	1,43
Tuyau p9	520,4	600	27493,66	1,13	1,43
Tuyau C1	5	600	27493,66	1,13	1,43

- **Résultat graphique de la simulation :**

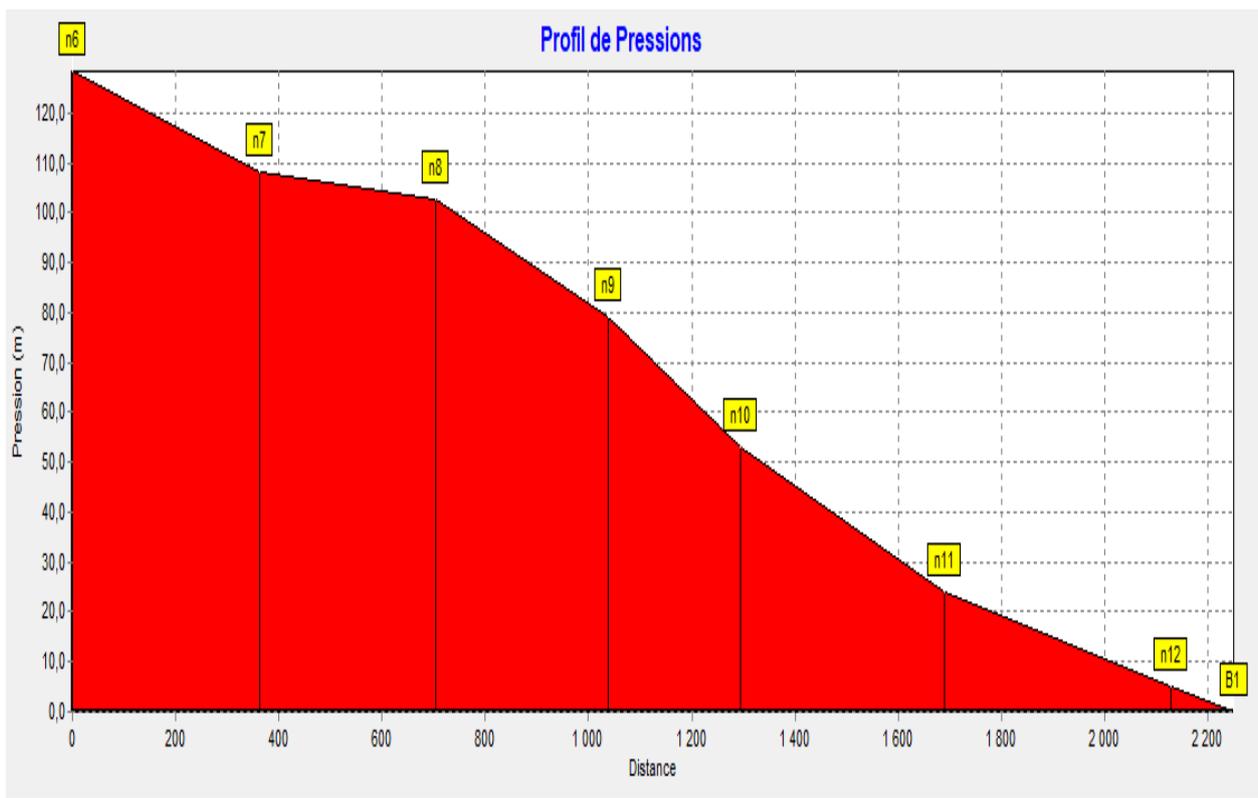


Figure III-3 : profil de pression.

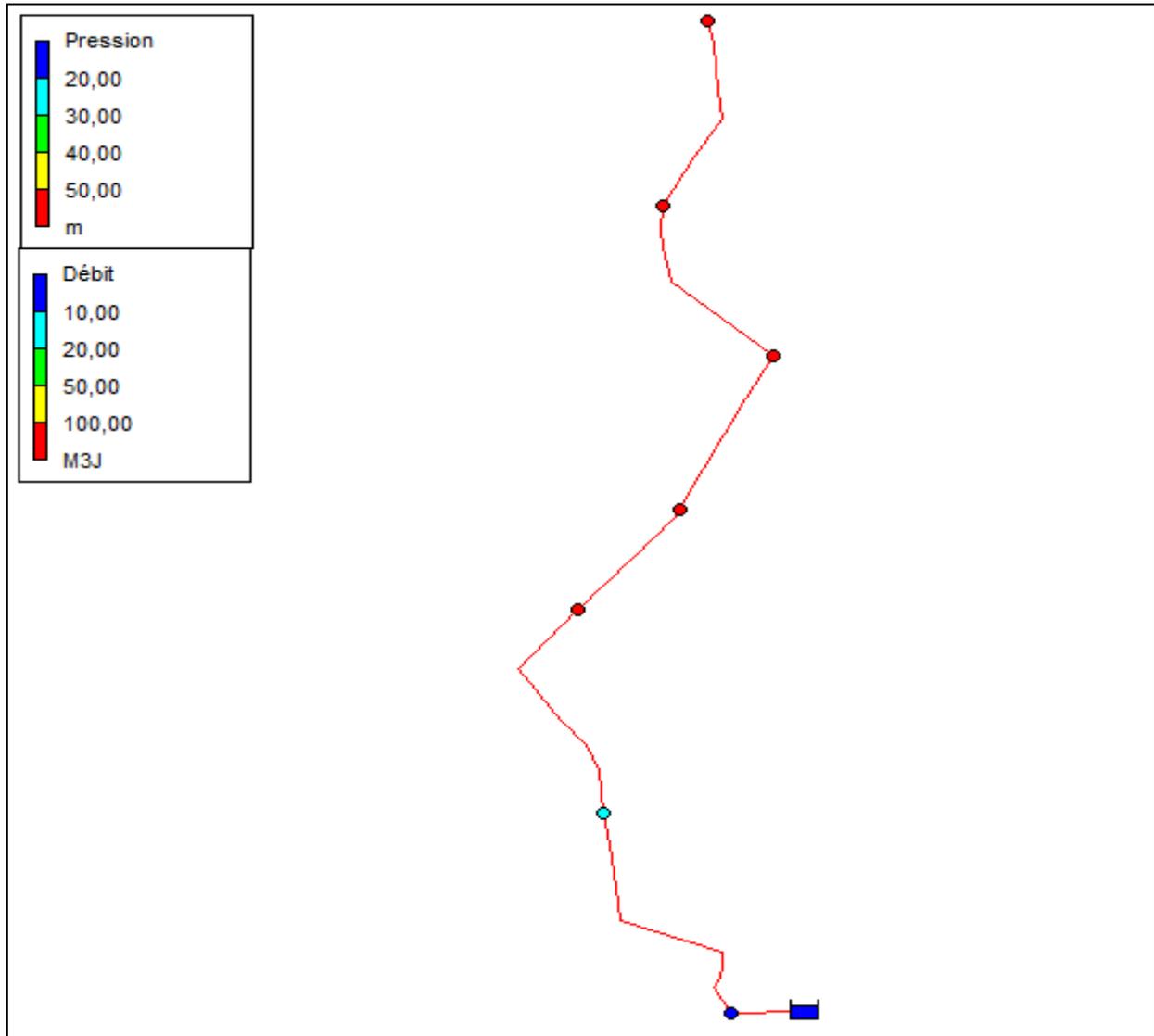


Figure III-4 : répartition des vitesses et débit dans le réseau.

Interprétation des résultats :

D'après la simulation du fonctionnement hydraulique du réseau d'adduction, et la réalisation de profil en long de la conduite et la ligne de charge (planche N°03), on a vérifié que y a pas de présence de la superposition de la ligne de charge avec le profile terrain naturel.

Conclusion :

Une étude technico-économique a été faite dans cette partie de ce chapitre afin de déterminer le diamètre approprié des conduites d'adduction par refoulement projetées. Le diamètre de 600mm en FONTE PN16.

III.3. Conception et dimensionnement du réseau de distribution :

Nous allons dans ce chapitre procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, pour pouvoir dimensionner celui-ci, afin de déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau. Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées. Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits en route pour chaque tronçon.

III.3.1. Définition :

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. Cet enchaînement de conduites permet l'arrivée de l'eau vers les consommateurs, et cela à travers des branchements pratiqués sur ce dernier.

III.3.2. Classification des réseaux de distribution :

Les deux principales classifications des réseaux sont :

➤ **Classification selon la disposition des réseaux dans l'agglomération :**

- **Réseau unique :**

Dans le cas d'un relief plat ou moyennement accidenté ; on peut projeter un seul réseau et avoir de bonnes conditions techniques (pressions).

- **Réseau en zones étagées :**

Si la topographie du territoire desservi accuse de trop fortes dénivellations, qui nous provoquent de fortes pressions aux points les plus bas dans le cas d'une distribution à partir d'un réservoir, et par conséquent les normes de pressions ne seront pas respectées.

En effet, on doit réduire la pression en installant des réservoirs intermédiaires, alimentés par le premier. Ces réservoirs permettent de créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression.

➤ **Classification selon la disposition des tronçons dans le réseau :**

On distingue trois types des réseaux de distribution selon la structure et l'importance de l'agglomération :

- **Les réseaux ramifiés :**

Les conduites de réseau sont alimentées par une source située à l'amont du réseau. C'est un réseau qui contient des ramifications.

Cependant, ce type de topologie réduit la fiabilité du réseau dans le cas d'une rupture d'une conduite, privant en eau les utilisateurs en aval du point de rupture. Elle caractérise généralement les réseaux de distribution d'eau en milieu rural.

- **Les réseaux maillés :**

Le réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il est possible de décrire un ou plusieurs boucles fermées, chaque boucle est appelée une maille. Cette configuration caractérise les réseaux de distribution d'eau en milieu urbain où il existe une concentration des abonnés.

Contrairement aux réseaux ramifiés, la présence de boucles ou de mailles dans les réseaux maillés réduisent les risques de coupure en cas de rupture de conduites, car ils assurent une distribution en retour en cas d'avarie.

- **Les réseaux combinés :**

C'est la combinaison entre les deux réseaux maillés et ramifiés, en réalité les deux configurations coexistent dans un même réseau. En milieu rural, le réseau sera formé par plus de ramifications, alors qu'en milieu urbain on constatera plus de mailles.

III.3.3. Choix du type du réseau de distribution :

Le choix du type du réseau de distribution est en fonction de :

- Plan d'urbanisation directeur de l'agglomération.
- Plan de masse de l'agglomération.
- La position de gros consommateurs.

Pour notre agglomération on opte pour un réseau unique **maillé**.

III.3.4. Principe de tracé d'un réseau maillé :

Le tracé du réseau se fait comme suit :

- Il faut repérer les consommateurs importants.
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
- Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs.
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle.

- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, les conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

III.3.5. Choix du type de matériau :

Les conduites constituant l'élément principal du réseau, leur choix doit répondre à deux types d'exigences :

- **Exigences techniques :**

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles.
- Adaptation aux terrains de pose.
- Bonne étanchéité.
- Facilité d'entretien et mise en service.

- **Exigences économiques :**

- le prix de la fourniture, du transport et de pose.
- la disponibilité sur le marché local.

Les différents types de conduites qui peuvent être utilisées sont :

- Métalliques : fonte (grise ou ductile), acier.
- à base de ciment : béton armé, amiante ciment,
- En matière thermoplastiques : chlorure de polyvinyle (PVC), polyéthylène (PEHD, PEMD et PEBD).

Nous avons opté pour des canalisations en matériaux plastiques, et puisque le PEHD, présente plus d'avantages que le PVC (résiste mieux aux remblais et aux fortes pressions) nous l'avons choisi pour notre réseau.

III.3.6. Calcul hydraulique du réseau :

Le calcul hydraulique du réseau projeté, se fera pour deux cas, cas de pointe et cas de pointe plus incendie.

❖ **Détermination des débits du réseau :**

• **Débit spécifique :**

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution. En utilisant le débit spécifique en (l/s/ml).

Le débit spécifique est donné par la relation suivante :

$$Q_{spi} = \frac{Q_{pt}}{\sum L_{tr}} \text{ [l/s/ml]}$$

Avec :

Q_{pt} : débit du point (l/s), calculé au chapitre II.

L_{tr} : longueur des tronçons du réseau (m).

• **Débit en route :**

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

$$Q_r = Q_{spi} * L_{tr} \text{ (l/s)}.$$

Avec :

Q_r : débit en route ;

Q_{spi} : débit spécifique ;

L_{tr} : longueur de tronçon (m).

• **Débits aux nœuds :**

Le calcul des débits aux nœuds s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon (Q_{ri}) par la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0.5 * \sum Q_r + \sum Q_{cons} \text{ (l/s)}.$$

Avec :

Q_{ni} : débit en nœud ;

Q_{cons} : débit concentré en nœud ;

$\sum Q_r$: somme des débits en route des tronçons reliés au nœud.

III.3.7. Application sur notre projet :

- **Calcul des différents débits du réseau :**

➤ **Cas de pointe :**

On a :

$$Q_p = 1539.54 \text{ m}^3/\text{h} = 429.65 \text{ l/s.}$$

$$\sum L_{tr} = 21123.54 \text{ m.}$$

Donc : $Q_{spi} = 0.020 \text{ l/s/ml.}$

Les résultats de calcul sont donnés par les tableaux suivants :

Tableau III-14 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).

N° nœud	Tronçon	L (m)	qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
1	R-1	93,73	0,0204	1,912	3,489
	1_2	230,9	0,0204	4,710	
	1_3	17,47	0,0204	0,356	
2	2_1	230,9	0,0204	4,710	8,649
	2_6	508,57	0,0204	10,375	
	2_7	108,52	0,0204	2,214	
3	3_1	17,47	0,0204	0,356	21,898
	3_4	193,59	0,0204	3,949	
	3_4	1935,84	0,0204	39,491	
4	4_3	193,59	0,0204	3,949	37,398
	4_3	1935,84	0,0204	39,491	
	4_5	1537	0,0204	31,355	
5	5_4	1537	0,0204	31,355	24.293
	5_6	327,26	0,0204	6,676	
	5_13	517,39	0,0204	10,555	
6	6_5	327,26	0,0204	6,676	13.35
	6_2	508,57	0,0204	10,375	
	6_12	473,59	0,0204	9,661	

Suite Tableau III-13 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe).

N° nœud	Tronçon	L (m)	qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
7	7_2	108,52	0,0204	2,214	6.985
	7_11	488,2	0,0204	9,959	
	7_8	88,1	0,0204	1,797	
8	8_7	88,1	0,0204	1,797	22.365
	8_9	698,5	0,0204	14,249	
	8_10	1406	0,0204	28,682	
9	9_8	698,5	0,0204	14,249	18.85
	9_10	378,6	0,0204	7,723	
	9_15	771,6	0,0204	15,741	
10	10_9	378,9	0,0204	7,730	29.14
	10_8	1406	0,0204	28,682	
	10_16	1072	0,0204	21,869	
11	11_7	488,2	0,0204	9,959	9.07
	11_12	210,84	0,0204	4,301	
	11_15	190,2	0,0204	3,880	
12	12_11	210,84	0,0204	4,301	12.96
	12_6	473,59	0,0204	9,661	
	12_13	586,12	0,0204	11,957	
13	13_12	586,12	0,0204	11,957	22.302
	13_5	517,39	0,0204	10,555	
	13_16	1082,97	0,0204	22,093	
15	15_11	190,2	0,0204	3,880	12.58
	15_9	771,6	0,0204	15,741	
	15_16	271,6	0,0204	5,541	
16	16_15	271,6	0,0204	5,541	26.14
	16_10	1072	0,0204	21,869	
	16_13	1082,97	0,0204	22,09	
	16_17	137,33	0,0204	2,802	

Suite Tableau III-13 :

N° nœud	Tronçon	L (m)	qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
17	17_16	137,33	0,0204	2,802	16.36
	17_18	99,06	0,0204	2,021	
	17_26	1367,8	0,0204	27,903	
18	18_17	99,06	0,0204	2,021	12.13
	18_24	180,07	0,0204	3,673	
	18_20	910,18	0,0204	18,568	
20	20_18	910,18	0,0204	18,568	28.59
	20_22	1071,67	0,0204	21,862	
	20_23	821,42	0,0204	16,757	
22	22_20	1071,67	0,0204	21,862	21.379
	22_23	232,007	0,0204	4,733	
	22_25	792,35	0,0204	16,164	
23	23_22	232,007	0,0204	4,733	21.223
	23_20	821,42	0,0204	16,757	
	23_24	442,76	0,0204	9,032	
	23_25	594,31	0,0204	12,124	
24	24_18	180,07	0,0204	3,673	16.113
	24_23	442,76	0,0204	9,032	
	24_26	956,85	0,0204	19,520	
25	25_22	792,35	0,0204	16,164	17.501
	25_23	594,31	0,0204	12,124	
	25_26	329,14	0,0204	6,714	
26	26_24	956,85	0,0204	19,520	27.096
	26_25	329,14	0,0204	6,714	
	26_17	1367,8	0,0204	27,903	

➤ **Cas de pointe + incendie :**

On fait les mêmes étapes de calcul avec le cas de pointe sauf que le débit d'incendie (17 l/s) est ajouté comme un débit concentré aux points défavorable (faible pression et débit), pour notre cas on choisit le nœud le plus éloigné. Les résultats de calcul sont donnés par les tableaux suivants :

$$Q_{p+inc} = 427.65 + 17 = 446.65 \text{ l/s}$$

Tableau III-15 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie).

N° nœud	Tronçon	L (m)	qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
1	R-1	93,73	0,0204	1,912	3,489
	1_2	230,9	0,0204	4,710	
	1_3	17,47	0,0204	0,356	
2	2_1	230,9	0,0204	4,710	8,649
	2_6	508,57	0,0204	10,375	
	2_7	108,52	0,0204	2,214	
3	3_1	17,47	0,0204	0,356	21,898
	3_4	193,59	0,0204	3,949	
	3_4	1935,84	0,0204	39,491	
4	4_3	193,59	0,0204	3,949	37,398
	4_3	1935,84	0,0204	39,491	
	4_5	1537	0,0204	31,355	
5	5_4	1537	0,0204	31,355	24.293
	5_6	327,26	0,0204	6,676	
	5_13	517,39	0,0204	10,555	
6	6_5	327,26	0,0204	6,676	13.35
	6_2	508,57	0,0204	10,375	
	6_12	473,59	0,0204	9,661	

Chapitre III : Conception du nouveau système d'AEP

Suite Tableau III-14 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie).

N° nœud	Tronçon	L (m)	qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
7	7_2	108,52	0,0204	2,214	6.985
	7_11	488,2	0,0204	9,959	
	7_8	88,1	0,0204	1,797	
8	8_7	88,1	0,0204	1,797	22.365
	8_9	698,5	0,0204	14,249	
	8_10	1406	0,0204	28,682	
9	9_8	698,5	0,0204	14,249	18.85
	9_10	378,6	0,0204	7,723	
	9_15	771,6	0,0204	15,741	
10	10_9	378,9	0,0204	7,730	29.14
	10_8	1406	0,0204	28,682	
	10_16	1072	0,0204	21,869	
11	11_7	488,2	0,0204	9,959	9.07
	11_12	210,84	0,0204	4,301	
	11_15	190,2	0,0204	3,880	
12	12_11	210,84	0,0204	4,301	12.96
	12_6	473,59	0,0204	9,661	
	12_13	586,12	0,0204	11,957	
13	13_12	586,12	0,0204	11,957	22.302
	13_5	517,39	0,0204	10,555	
	13_16	1082,97	0,0204	22,093	
15	15_11	190,2	0,0204	3,880	12.58
	15_9	771,6	0,0204	15,741	
	15_16	271,6	0,0204	5,541	
16	16_15	271,6	0,0204	5,541	26.14
	16_10	1072	0,0204	21,869	
	16_13	1082,97	0,0204	22,09	
	16_17	137,33	0,0204	2,802	

Chapitre III : Conception du nouveau système d'AEP

Suite Tableau III-14 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie).

N° nœud	Tronçon	L (m)	qsp (l/s/m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
17	17_16	137,33	0,0204	2,802	16.36
	17_18	99,06	0,0204	2,021	
	17_26	1367,8	0,0204	27,903	
18	18_17	99,06	0,0204	2,021	12.13
	18_24	180,07	0,0204	3,673	
	18_20	910,18	0,0204	18,568	
20	20_18	910,18	0,0204	18,568	28.59
	20_22	1071,67	0,0204	21,862	
	20_23	821,42	0,0204	16,757	
22	22_20	1071,67	0,0204	21,862	38.379
	22_23	232,007	0,0204	4,733	
	22_25	792,35	0,0204	16,164	
23	23_22	232,007	0,0204	4,733	21.223
	23_20	821,42	0,0204	16,757	
	23_24	442,76	0,0204	9,032	
	23_25	594,31	0,0204	12,124	
24	24_18	180,07	0,0204	3,673	16.113
	24_23	442,76	0,0204	9,032	
	24_26	956,85	0,0204	19,520	
25	25_22	792,35	0,0204	16,164	17.501
	25_23	594,31	0,0204	12,124	
	25_26	329,14	0,0204	6,714	
26	26_24	956,85	0,0204	19,520	27.096
	26_25	329,14	0,0204	6,714	
	26_17	1367,8	0,0204	27,903	

- **Vérification des vitesses dans le réseau :**

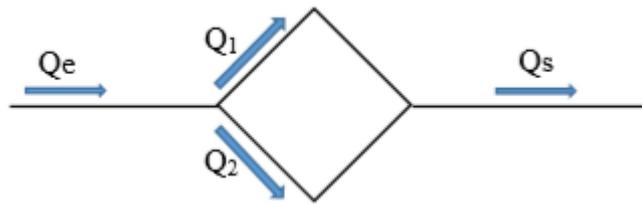
On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité. Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle [0.5 : 1.5] m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

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

- **Calcul du réseau maillé par la méthode de « HARDY - CROSS » :**

Le calcul d'un réseau maillé repose sur la méthode de HARDY – CROSS, qui fonctionne par un ajustement successif qui permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau maillé, ainsi que leur sens. Cette méthode repose sur les deux lois suivantes :

➤ **1ere lois des nœuds (1ere lois de KIRCHOUFF) :**



Avec :

- Q_e : débit entrant.

- Q_s : débit sortant.

La somme des débits entrants dans un nœud quelconque est égale à la somme des débits sortants.

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s$$

➤ **2eme lois des mailles (2eme lois de KIRCHOFF) :**

$$Q = V \cdot S = 4 \cdot V / \pi D^2.$$

$$V = 4 \cdot Q / \pi D^2 \text{ (m/s).}$$

Avec :

- V : la vitesse d'écoulement.

- S : la section de la conduite.

Et :

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

$$\Delta H = r Q^2$$

Avec :

r : résistance de la conduite

- **Calcul du réseau :**

Le calcul des paramètres hydrauliques et les pressions sont établis par un Logiciel (**EPANET**).

➤ **Capacités pour la Modélisation Hydraulique :**

Une modélisation hydraulique honnête 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 les formules suivantes : 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-retours, 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 modulation propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (rapaces par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples.

III.3.8. Simulation du fonctionnement hydraulique du réseau :

- **Résultat de calcul hydraulique :**

- **Cas de pointe :**

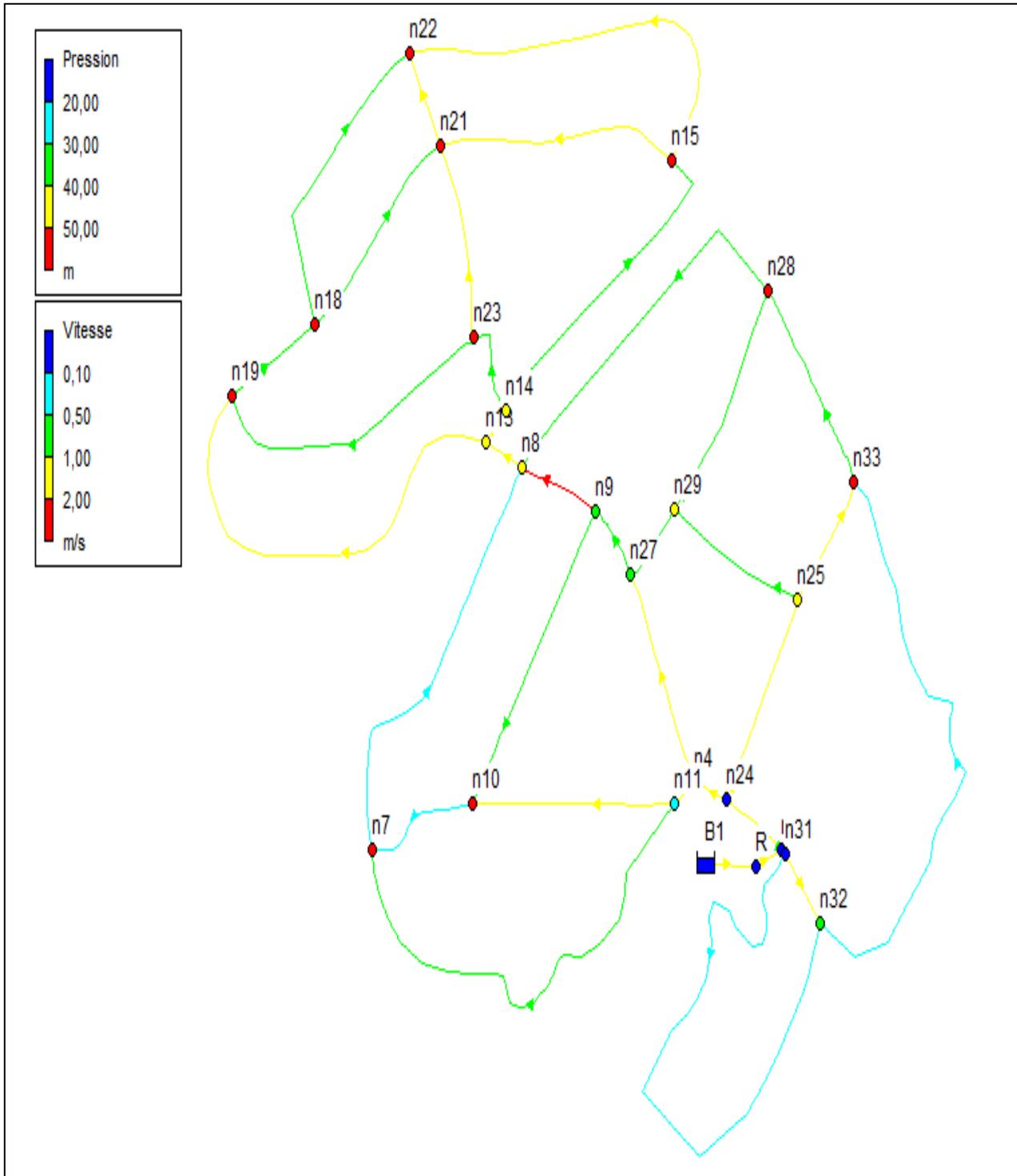


Figure III-5 : répartition des vitesse et pression dans le réseau.

Chapitre III : Conception du nouveau système d'AEP

Charges et les pressions dans les nœuds du réseau sont données dans le tableau suivant :

Tableau III-16 : état des nœuds du réseau (cas de pointe).

ID Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression mce
Noeud R	177	0	179,97	2,97
Noeud n4	160	6,99	178,55	18,55
Noeud n7	87,4	29,14	175,39	87,99
Noeud n8	125,74	26,15	174,66	48,92
Noeud n9	143,03	12,58	177,43	34,4
Noeud n10	104,5	18,86	175,67	71,17
Noeud n11	156,58	22,36	178,32	21,74
Noeud n13	130,61	16,36	174,42	43,81
Noeud n14	129,09	12,13	174,07	44,98
Noeud n15	76,07	28,59	170,19	94,2
Noeud n18	65,77	17,5	158,9	93,13
Noeud n19	76,21	27,07	169,37	93,16
Noeud n21	82,6	21,22	166,18	83,58
Noeud n22	69,18	21,38	161,46	92,28
Noeud n23	117,05	16,11	173,94	56,89
Noeud n24	163,08	8,65	179,08	16
Noeud n25	134,7	13,35	177,8	43,1
Noeud n27	141,05	9,07	177,71	36,66
Noeud n28	77,8	22,3	175,76	97,96
Noeud n29	128,08	12,96	175,7	47,62
Noeud n30	165,6	3,48	179,64	14,04
Noeud n31	162,53	21,9	179,61	17,08
Noeud n32	143,5	37,4	177,93	34,43
Noeud n33	110,01	24,29	176,87	66,86
Bâche B1	180	-429,84	180	0

Les résultats de calcul hydraulique pour les arcs du réseau sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau III-17 : état des arcs du réseau (cas de pointe).

	Longueur	Diamètre extérieure	Diamètre intérieure	Débit	Vitesse	Perte de Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau p5	1072	315	277,6	28,15	0,47	0,68
Tuyau p6	271,6	315	277,6	-123,23	2,04	10,23
Tuyau p7	378,6	315	277,6	-29,2	0,48	0,73
Tuyau p8	771,6	160	141	-9,01	0,58	2,29
Tuyau p10	698,5	250	220,4	39,04	1,02	3,79
Tuyau p13	137,3	400	325,8	160,37	1,05	1,75
Tuyau p14	910,2	400	325,8	49,36	0,59	0,88
Tuyau p17	329,1	200	179,2	-25,04	0,99	4,6
Tuyau p18	1368	250	220,8	38,62	1,01	3,69
Tuyau p20	821,4	125	110,2	-9,69	1,02	8,63
Tuyau p21	232	90	79,2	6,43	1,31	20,36
Tuyau p22	594,3	110	96,8	-3,68	0,5	2,82
Tuyau p23	956,9	160	141	-13,49	0,86	4,77
Tuyau p24	442,8	125	110,2	14,29	1,5	17,52
Tuyau p26	792,4	90	79,2	-3,86	0,78	8,08
Tuyau p28	99,01	400	325,8	105,38	1,26	3,51
Tuyau p29	508,6	400	325,8	87,97	1,06	2,52
Tuyau p31	797	125	110,2	4,81	0,5	2,44
Tuyau p32	473,6	160	141	12,96	0,83	4,44
Tuyau p34	1538	250	220,4	15,26	0,4	0,69
Tuyau p35	517,4	315	277,6	52,63	0,87	2,14
Tuyau p36	327,3	315	277,6	61,66	1,02	2,86
Tuyau p40	190,2	500	440,6	144,82	0,95	1,45
Tuyau C1	1082,97	315	277,6	35,14	0,58	1,02
Tuyau C2	93,73	630	555,8	429,84	1,77	3,48

Suite tableau III.16 : état des arcs du réseau (cas de pointe).

	Longueur	Diamètre extérieure	Diamètre intérieure	Débit	Vitesse	Perte de Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C3	108,52	500	440,6	255,18	1,67	4,97
Tuyau C4	88,1	400	325,8	89,49	1,07	2,6
Tuyau C5	1406	250	220,4	28,09	0,74	2,08
Tuyau C6	488,2	500	440,6	158,7	1,04	1,71
Tuyau C7	180,07	250	220,4	43,89	0,53	0,71
Tuyau C8	1071,67	125	110,2	11,08	1,16	11,02
Tuyau C9	230,9	630	555,8	351,8	1,45	2,4
Tuyau C11	1935,84	250	220,4	-17,31	0,45	0,87
Tuyau C12	193,59	200	179,2	-35,35	1,4	8,65
Tuyau C13	17,47	400	325,8	-74,56	0,89	1,86
Tuyau C14	10	630	555,8	429,84	1,77	3,48

➤ Cas de pointe + incendie :

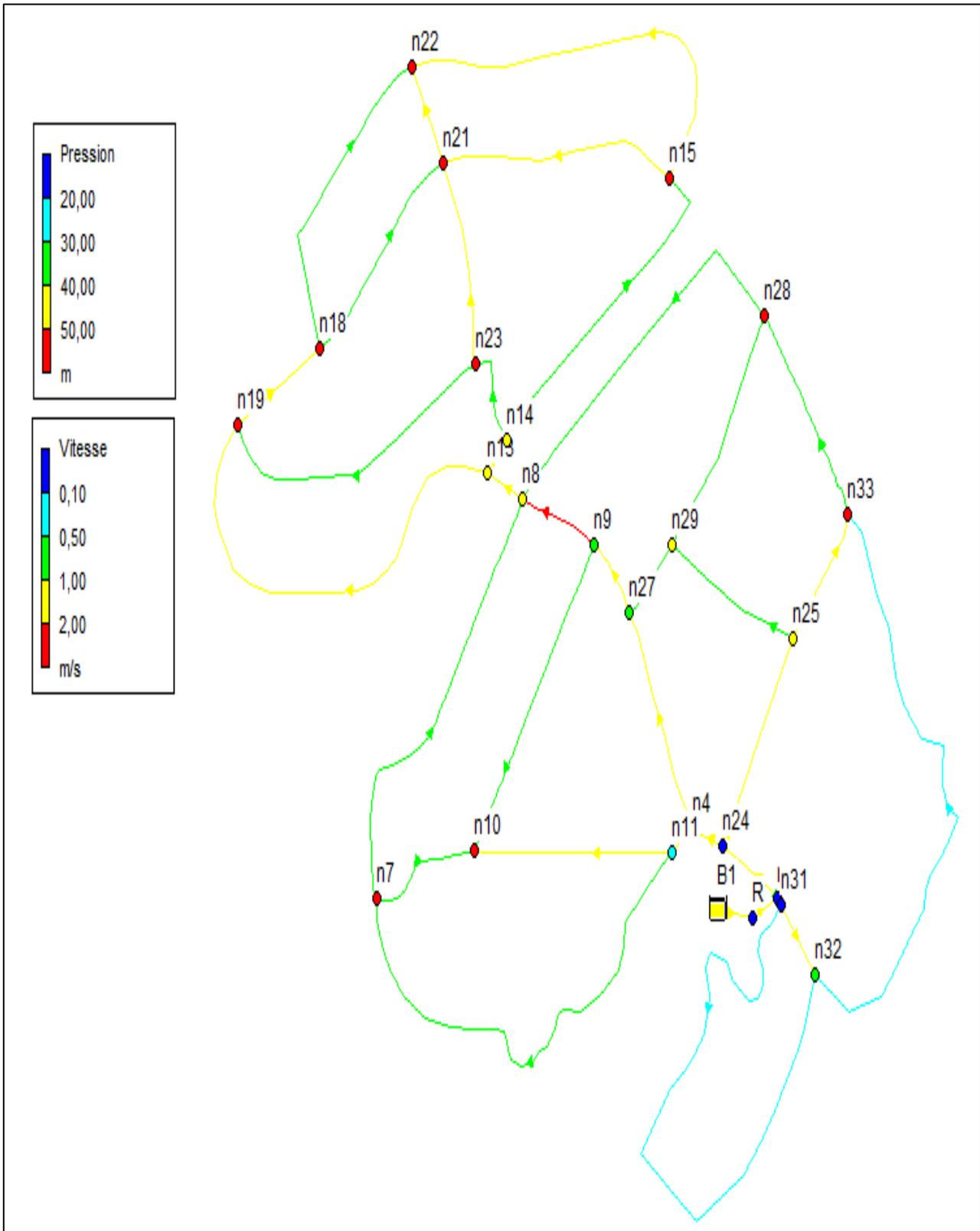


Figure III-6 : répartition des vitesse et pression dans le réseau. (Cas de pointe + incendie)

Tableau III-18 : état des nœuds du réseau (cas de pointe + incendie).

	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	mce
Noeud R	177	0	179,96	2,96
Noeud n4	160	6,99	178,42	18,42
Noeud n7	87,4	29,14	174,95	87,55
Noeud n8	125,74	26,15	174,02	48,28
Noeud n9	143,03	12,58	177,18	34,15
Noeud n10	104,5	18,86	175,27	70,77
Noeud n11	156,58	22,36	178,17	21,59
Noeud n13	130,61	16,36	173,73	43,12
Noeud n14	129,09	12,13	173,28	44,19
Noeud n15	76,07	28,59	172,46	96,39
Noeud n18	65,77	17,5	161,6	95,83
Noeud n19	76,21	27,07	168,47	92,26
Noeud n21	82,6	21,22	164,14	81,54
Noeud n22	69,18	38,38	161,01	91,83
Noeud n23	117,05	16,11	173,06	56,01
Noeud n24	163,08	8,65	179,01	15,93
Noeud n25	134,7	13,35	177,65	42,95
Noeud n27	141,05	9,07	177,48	36,43
Noeud n28	77,8	22,3	175,38	97,58
Noeud n29	128,08	12,96	175,55	47,47
Noeud n30	165,6	3,48	179,61	14,01
Noeud n31	162,53	21,9	179,58	17,05
Noeud n32	143,5	37,4	177,84	34,34
Noeud n33	110,01	24,29	176,64	66,63
Bâche B1	180	-446,84	180	0

Tableau III-19 : état des arcs du réseau (cas de pointe + incendie).

	Longueur	Diamètre extérieure	Diamètre intérieure	Débit	Vitesse	Perte de Charge
ID Arc	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau p5	1072	315	277,6	32,09	0,53	0,87
Tuyau p6	271,6	315	277,6	-132,11	2,08	11,64
Tuyau p7	378,6	315	277,6	-31,6	0,52	0,84
Tuyau p8	771,6	160	141	-9,41	0,6	2,48
Tuyau p10	698,5	250	220,4	41,05	1,08	4,16
Tuyau p13	137,3	500	440,6	177,37	1,16	2,1
Tuyau p14	910,2	400	325,8	50,06	0,6	0,9
Tuyau p17	329,1	200	179,2	-25,98	1,03	4,92
Tuyau p18	1368	250	220,8	39,52	1,03	3,84
Tuyau p20	821,4	125	110,2	-10,58	1,11	10,13
Tuyau p21	232	160	141	23,82	1,53	13,47
Tuyau p22	594,3	110	96,8	-4,81	0,65	4,56
Tuyau p23	956,9	160	141	-13,53	0,87	4,8
Tuyau p24	442,8	160	141	29,64	1,9	20,14
Tuyau p26	792,4	90	79,2	-3,67	0,74	7,36
Tuyau p28	99,01	400	325,8	121,48	1,46	4,56
Tuyau p29	508,6	400	325,8	90,83	1,09	2,67
Tuyau p31	797	125	110,2	5,03	0,53	2,65
Tuyau p32	473,6	160	141	12,96	0,83	4,44
Tuyau p34	1538	250	220,4	16,35	0,43	0,78
Tuyau p35	517,4	314	277,6	56,58	0,93	2,44
Tuyau p36	327,3	315	277,6	64,52	1,07	3,1
Tuyau p40	190,2	500	440,6	154,11	1,01	1,62
Tuyau C1	1082,97	315	277,6	39,31	0,65	1,26
Tuyau C2	93,73	630	555,8	446,84	1,84	3,74
Tuyau C3	108,52	500	440,6	268,23	1,76	5,47
Tuyau C4	88,1	400	325,8	93,04	1,12	2,79
Tuyau C5	1406	250	220,4	29,62	0,78	2,29

Suite tableau III.18 : état des arcs du réseau (cas de pointe + incendie).

	Longueur	Diamètre extérieure	Diamètre intérieure	Débit	Vitesse	Perte de Charge
	m	mm	mm	LPS	m/s	m/km
Tuyau C6	488,2	500	440,6	168,21	1,1	1,91
Tuyau C7	180,07	400	325,8	59,29	0,71	1,22
Tuyau C8	1071,67	125	110,2	10,89	1,14	10,68
Tuyau C9	230,9	630	555,8	367,71	1,52	2,61
Tuyau C11	1935,84	250	220,4	-17,67	0,46	0,9
Tuyau C12	193,59	225	179,2	-36,08	1,43	8,98
Tuyau C13	17,47	400	325,8	-75,65	0,91	1,91
Tuyau C14	10	630	555,8	446,84	1,84	3,74

Interprétation des résultats :

la simulation du réseau par le logiciel EPANET, nous a permis de déterminer les différents diamètres susceptibles d'assurer le bon fonctionnement du réseau.

Pour les vitesses, nous avons obtenus des valeurs qui se situent dans la marge de 0.45 à 1.9 m/s pour les deux cas (pointe et pointe + incendie), sauf un seul tronçon (tuyau p6), où la vitesse est de 2.04 m/s (cas de pointe) et pour le cas de point + incendie le même tronçon la vitesse est de 2.08 m/s.

Les vitesses acceptables pour des conduites en PEHD.

Pour les pressions, nous avons obtenus des valeurs qui se situent dans la marge de 30 à 90 mce, sauf dans les nœuds de départ (faible pente) pour les deux cas.

Ces pressions sont considérées acceptable parce que la valeur max elle est inférieure à la pression nominale des conduites qui est de PN10 et les pressions de service nous assure alimentation de tous les meubles.

III.3.9. Équipement du réseau de distribution :

- **Type du matériau de canalisation :**

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD PN 10, les diamètres utilisés varient entre 90mm et 630 mm de pression nominale de 10 bars.

- **Appareils et accessoires du réseau :**

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

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger la canalisation.
- Vidangé une conduite.
- Chassé où faire pénétrer l'air dans une conduite.

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

- **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 ainsi de régler les 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).

- **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.

- **Les ventouses :**

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

- **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.

- **Pièces spéciales de raccordements :**

- **Les Tés :** ils 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.
- **Clapets** : Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (à la sortie des réservoirs par exemple).

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution de notre agglomération à l'aide de logiciel EPANET, nous avons obtenus un réseau présente un bon fonctionnement que ce soit en cas de pointe ou pointe + incendie sur la plupart des tronçons du réseau.

Chapitre IV
**Conception de la station de
pompage**

Chapitre IV: Conception de la station de pompage

Introduction :

La position du champ de captage se localise dans la zone basse de l'agglomération, Pour cela le transfert de l'eau se fait à travers d'une station de pompage.

Ce chapitre à pour but, l'étude et le choix de la pompe idéal adapté à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau de la station de pompage.

IV.1. Définition :

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide, ce sont des machines hydrauliques dont le rôle consiste à relever le débit d'un point bas a un point haut ceci grâce à la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique.

IV.2. Choix du type de la pompe :

Le type de la pompe est choisi de façon à :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT avec le meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Être fabriquée en série ;
- Doit répondre à la construction du bâtiment la plus économique.

IV.3. Choix du nombre de pompe :

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

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

IV.4. Type de pompe :

Il existe une multitude de types de pompe, leur choix est tributaire du débit à refouler et de la hauteur manométrique total d'élévation, ce choix se fait à l'aide de catalogue formalisés ou numérisés donnant le type de pompe pouvant assurer le débit et la hauteur manométrique total d'élévation demandé.

On distingue deux grandes familles de pompes :

- Les pompes volumétriques.
- Les turbopompes (centrifuge-hélice).

IV.4.1. Pompes volumétriques :

Elles sont caractérisées par un déplacement de liquide du point d'aspiration vers le point de refoulement qui se fait par un mouvement de :

- Translation ;
- Rotation ;
- Mixte (translation et rotation).

Elles sont destinées au pompage des fluides visqueux, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées, on distingue :

- Les pompes volumétriques rotatives ;
- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes à rotor excentré, à rotor oscillant, à palettes, à engrenage.

IV.4.2. Les turbopompes :

Une turbopompe est essentiellement constituée par un organe mobile ou une roue munie d'aubes ou d'ailettes animées d'un mouvement de rotation qui permet l'augmentation l'énergie de fluide. Elle est précédée d'une entrée et suivie le plus souvent d'un diffuseur dans lequel une partie de l'énergie cinétique du fluide se transforme en pression. Ce sont les plus utilisées, on distingue :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes à hélices ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

IV.5. Les pompes centrifuges :

Elles sont munies d'une turbine ou rotor, immergé dans le liquide. Le liquide pénètre dans la pompe par un orifice situé à proximité de l'axe du rotor. Ce dernier, chasse le liquide sous haute pression vers les extrémités des aubes fixes.

Le rotor donne une vitesse relativement importante au liquide. Cette énergie cinétique est convertie en force de pression dans la partie fixe de la pompe ou diffuseur.

Dans les pompes à haute pression, de nombreux rotors peuvent être montés en séries. Le rotor doit être amorcé avant de pouvoir fonctionner : il doit être rempli de liquide lorsque la pompe est lancée. Nous pouvons réaliser cela en plaçant un clapet de retenue dans le tuyau d'aspiration.

Ce clapet retient le liquide dans la pompe lorsque le rotor est à l'arrêt. S'il n'y a pas de clapet, la pompe doit être amorcée par un apport extérieur du liquide, par décharge à partir d'un réservoir. Une pompe centrifuge est souvent munie d'une valve placée dans le tuyau d'évacuation pour contrôler le débit et la pression.

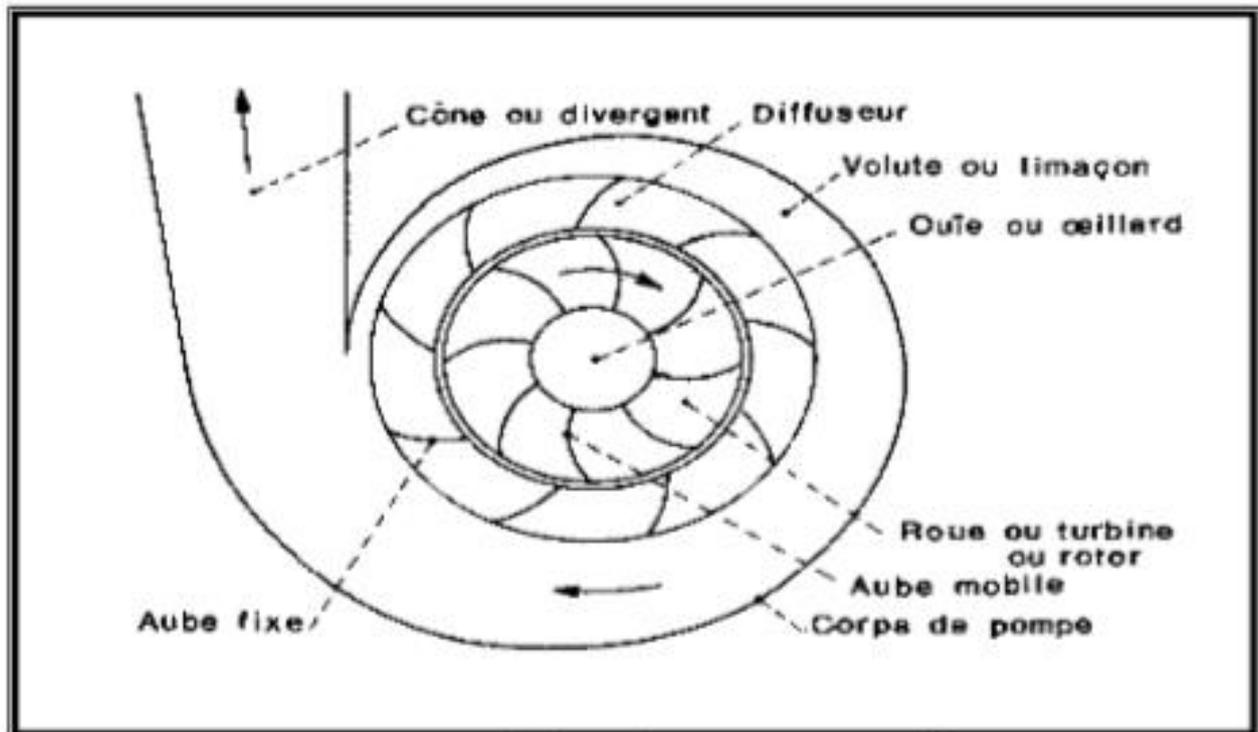


Figure IV-1 : Constitution d'une pompe centrifuge

IV.5.1. Disposition et installation d'une pompe centrifuge :

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

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

- **Pompe installée en charge :**

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

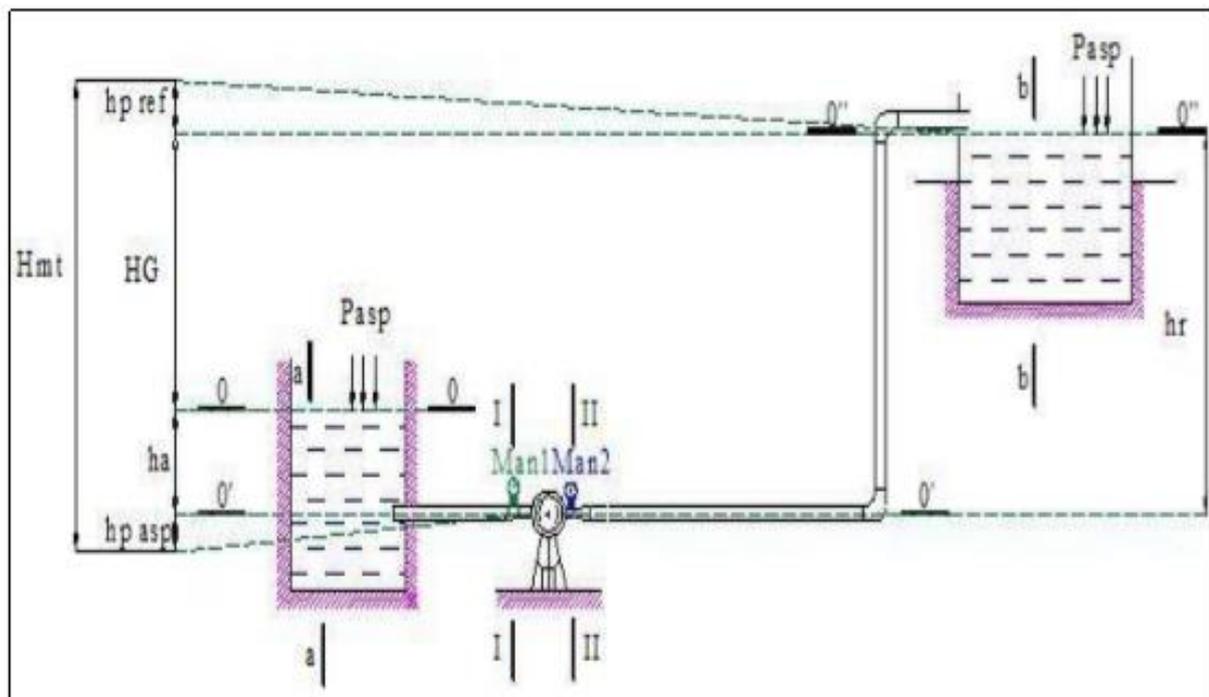


Figure IV-2 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en charge

• Pompe installée en aspiration :

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

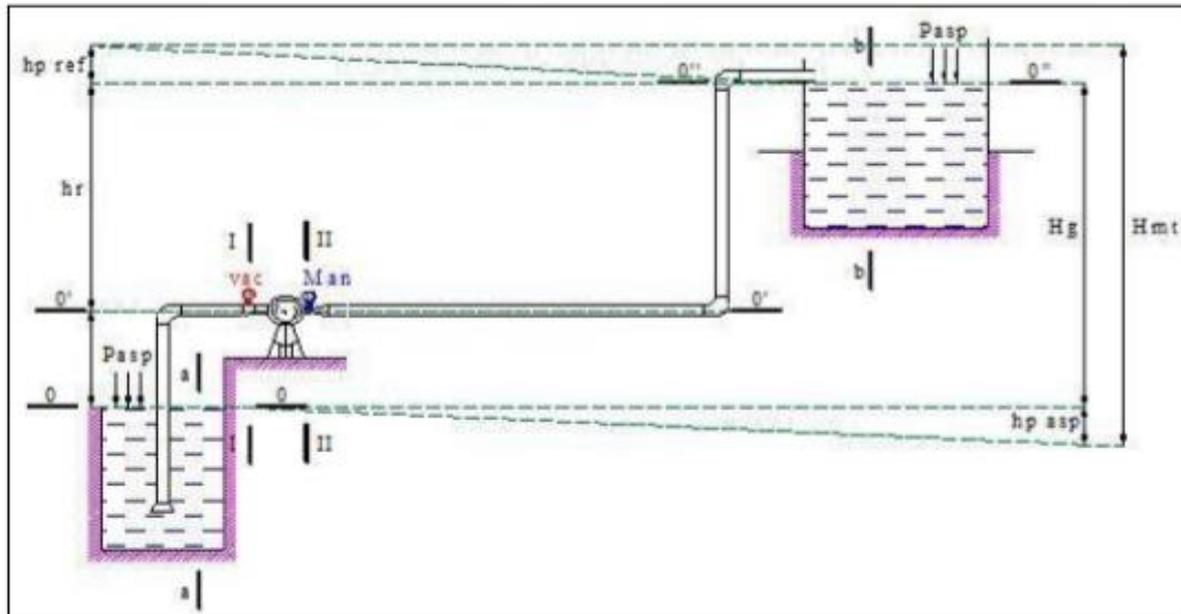


Figure IV-3 : Schéma d'une pompe centrifuge installée en aspiration

IV.6. Choix de l'emplacement de la station de pompage :

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

- Il est préférable de situer la prise d'eau la plus proche possible de la station de pompage ;
- Il faut éviter les zones sismiques et les zones non stables dans la mesure de possible ;
- Les différents ouvrages des stations de pompage ne doivent pas se trouver dans les lieux libres du tracé en cas de crue.

IV.7. Couplage des pompes :

Le couplage des pompes se fait dans le cas où une pompe placée ne permet pas de fournir la charge ou le débit nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu.

- ✓ Débit fourni par une seule pompe insuffisant → couplage en parallèle ;
- ✓ Charge fournie par une seule pompe insuffisante → couplage en série.

IV.7.1. Couplage en parallèle :

Dans ce cas chaque conduite de refoulement aboutit à une conduite générale commune, cette dernière sera composée de la somme des débits de chaque pompe. La caractéristique de l'ensemble des groupes sera obtenue en sommant pour une même ordonnée H les débits abscisses de chaque groupe.

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

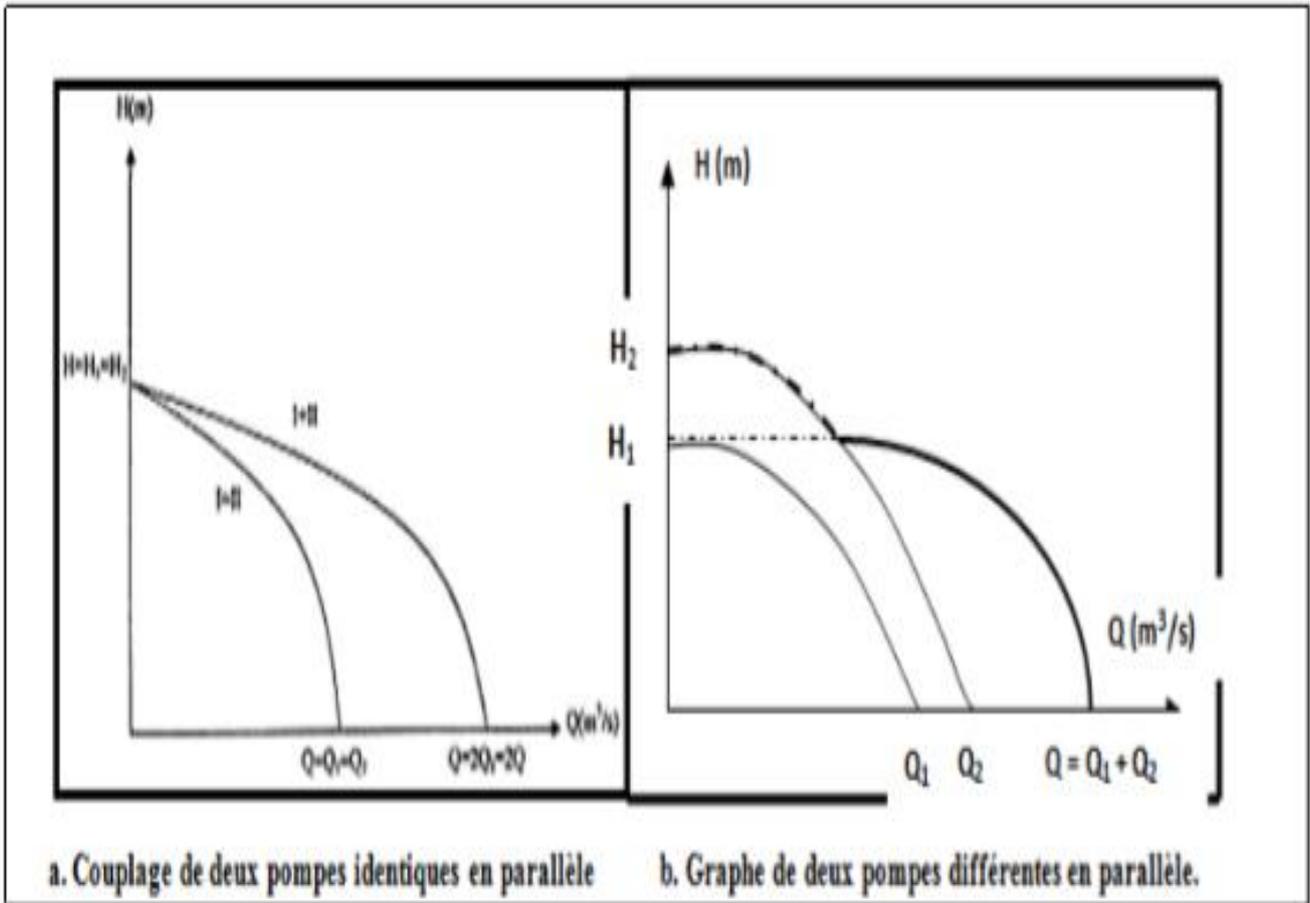


Figure IV-4 : Couplage en parallèle

IV.7.2. Couplage en série :

Dans ce cas le refoulement de la première pompe débouche dans l'aspiration de la seconde. Le même débit traverse les deux pompes et les hauteurs d'élévation produites par chaque groupe.

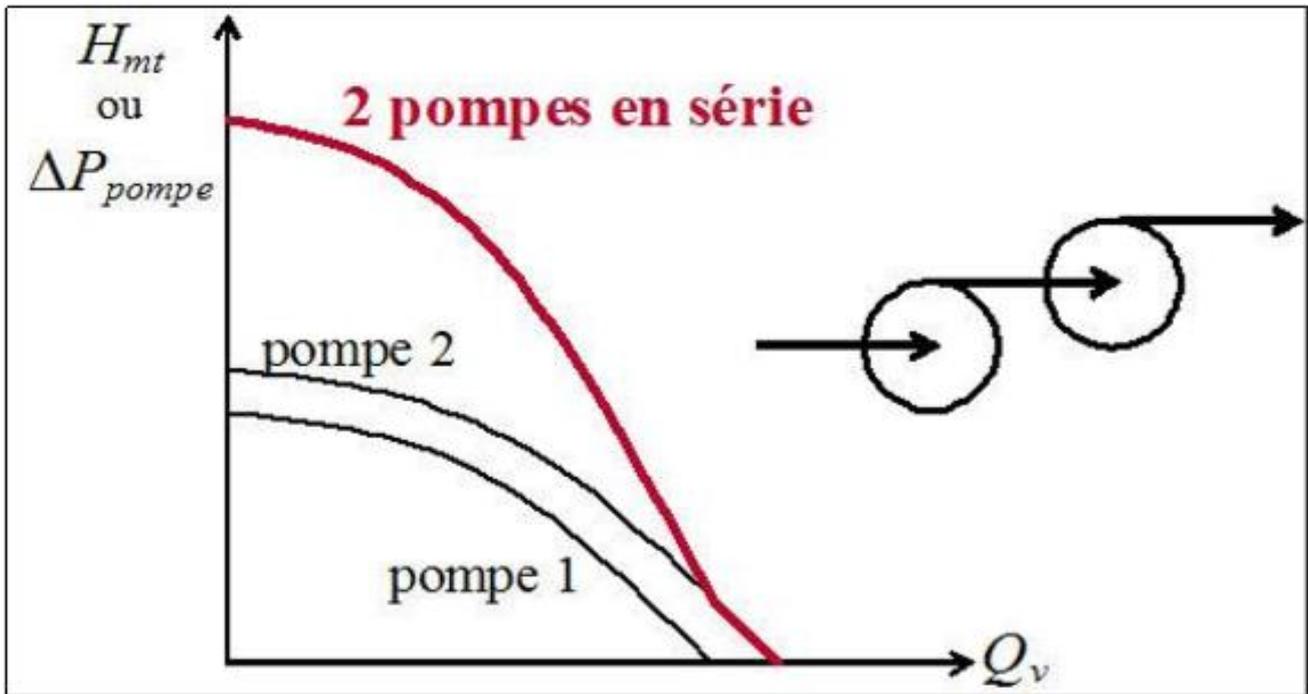


Figure IV-5 : Couplage en série

IV.8. Courbes caractéristiques des pompes :

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [\square p - Q], [(NPSH) r - Q]. Sont retirées à partir de logiciel de CAPRARI.

IV.9. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :

Nous appelons par courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L.

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

$$H_c = H_g + \Delta H_T$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique (m) ;
- ΔH_T : la perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

IV.10. Point de fonctionnement des pompes :

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

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

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

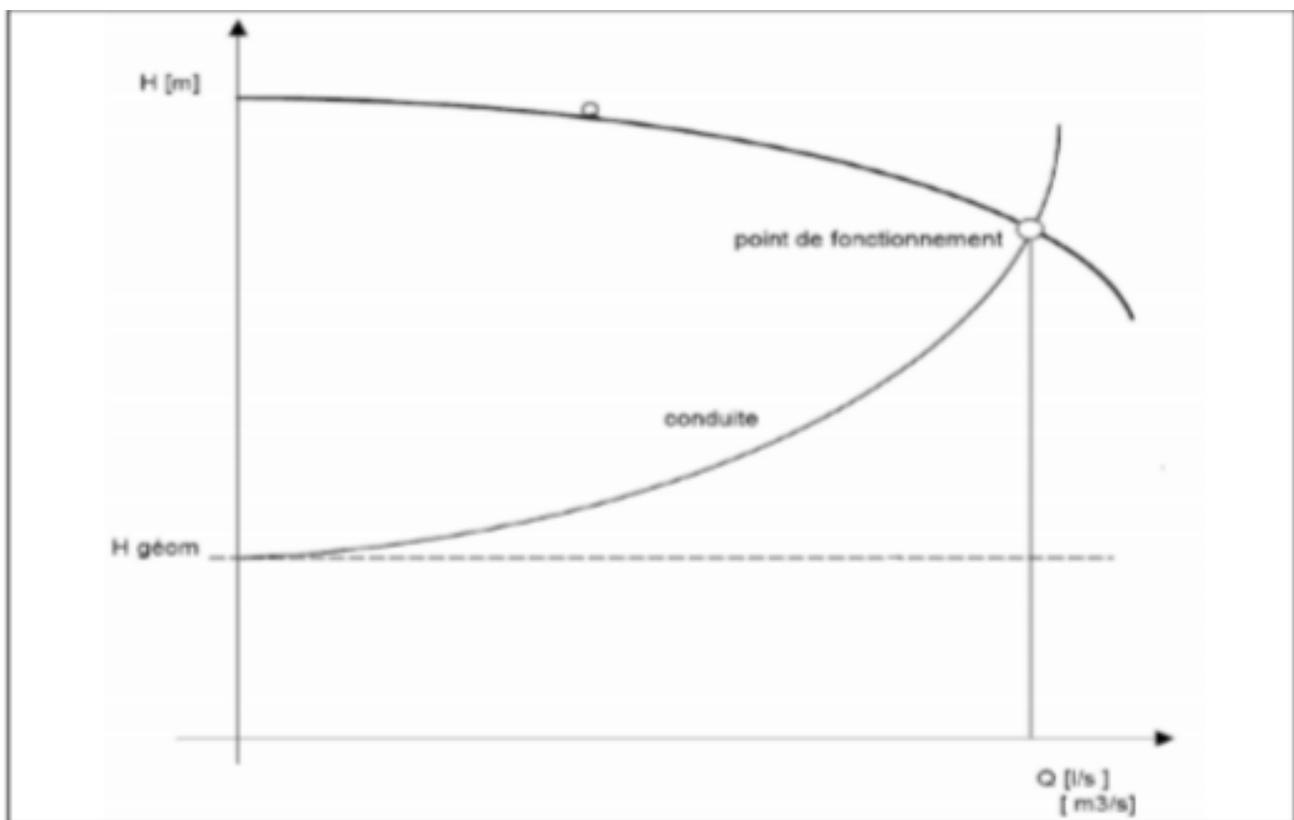


Figure IV-6 : Graphe représentatif de la détermination de point de fonctionnement.

IV.11. Adaptation des pompes aux condition de fonctionnement données :

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

➤ **Débit disponible > Débit appelé :**

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

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

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

$$\eta_{\text{après vannage}} = \eta_{\text{avant vannage}} \times \frac{H_{\text{app}}}{H_{\text{app}} \times h_v}$$

Avec :

- $\eta_{\text{après vannage}}$: rendement de l'installation après le vannage (%) ;
 - $\eta_{\text{avant vannage}}$: rendement de l'installation avant le vannage (%) ;
 - H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;
 - h_v : différence entre la hauteur H'c et la hauteur appelée ;
 - H'c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe (H-Q) (m).
- **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.

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

$$t' = t * \frac{Q_{\text{app}}}{Q_{\text{pf}}}$$

Avec :

- t' : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- t : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
- Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³h).

Rognage : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques. Cette méthode est déconseillée pour les pompes multicellulaires. On utilise les lois de similitude, on obtient l'équation de rognage

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

Avec : Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

Le diamètre extérieur de la roue répond à l'équation suivante :

$$d = \varphi * \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}}$$

Avec : Q : débit correspondant au point d'intersection entre la courbe de la pompe et la droite de rognage ;

d : diamètre extérieur de la roue après le rognage ;

φ : diamètre extérieur de la roue avant le rognage .

Le rendement de rognage est donné par la formule suivante :

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

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

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

Remarque : Si le rendement de rognage est inférieur à 15%, on dit le rognage est efficace.

- **Changement du la pompe** : si cela est possible.

➤ **Débit disponible < Débit appelé** :

Dans le cas où le débit fourni par la pompe est inférieur au débit demandé, les techniques qui nous permettent le réglage du débit sont les suivants :

- Augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- Changement de type de pompe.
- Couplage des pompes.

IV.12. Cavitation :

On appelle cavitation d'une pompe centrifuge la vaporisation, à l'entrée de la roue, d'une partie du liquide pompé. C'est en effet en ce point que la pression est en général la plus basse. On considère en général que cette vaporisation est liée au fait que la pression statique tombe en dessous de la pression de vapeur saturante du fluide pompé. En réalité, il s'agit parfois de la création de bulles de gaz dissous dans le liquide (cas de l'eau notamment), on parle alors de cavitation apparente.

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

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

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences :

- Erosions du matériau pouvant aller jusqu'au perçage des aubes des turbines des pompes centrifuges.
- Augmentation du bruit et des vibrations générées par la pompe.
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

IV.13. Calage des pompes centrifuges :

C'est la détermination de la côte exacte de la pompe et la hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH disponible doive toujours être supérieur à NPSH requis.

IV.13.1. Installation en charge :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH_d) - P_a + T_v + \frac{V^2}{2g} + \Delta H_{asp}$$

$$\Delta H_{asp} = \Delta H_{asp}^{lin} + \Delta H_{asp}^{sin}$$

$$\Delta H_{asp}^{sin} = (0.10 - 0.15) \times \Delta H_{asp}^{lin}$$

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

Avec :

- r : marge de sécurité, $r = (0.3 - 0.5)m$, on prend : $r = 0.3$
- P_{atm} : pression atmosphérique.

$$P_a = 10.33 - 0.00139 \times H$$

- H : altitude de la station.
- T_v : tension de vapeur sature.
- h_{asp}^{adm} : hauteur d'aspiration admissible.
- V_a : vitesse d'aspiration.
- ΔH_{asp} : la perte de charge totale de la conduite d'aspiration.

$$\nabla_a = \nabla_m - h_{asp}^{adm} + r$$

Avec :

- ∇_a : niveau de l'axe de la pompe (mNGA).
- ∇_m : niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA).

$$\nabla_m = C_p - h + h_{inc}$$

Avec :

- 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).

IV.13.2. Installation en aspiration :

$$h_{asp}^{adm} = -(NPSH)_d + P_a - T_v - \frac{V^2}{2g} - \Delta H_{asp}$$

$$\nabla_a = \nabla_m + h_{asp}^{adm} - r$$

IV.14. Application à l'adduction de notre projet :

IV.14.1. Calcul de volume de la bache d'aspiration :

La station de pompage (SP) se situe à 2327.3 m de Réservoir projeté (R3000m³) de cote de 176mNGA. La bache de reprise elle-même est alimentée à partir le champ de captage (10 forages) qui est de cote 55.67mNGA. Le débit refoulé par la station de pompage est de 381.85 l/s.

Alors le volume de la bache de (SP) est déterminé par la relation suivante :

$$V_{bache} = \frac{Q_{max;j} \times 0.25}{t}$$

Avec :

- t : temp de fonctionnement de la station de pompage (20h).

$$V_{bache} = \frac{27493.66 \times 0.25}{20} = 343.67 \text{ m}^3$$

On ajoute un volume d'incendie qui égale à 120m³, donc on aura $V_{bache} = 463.67\text{m}^3$

En choisi un volume normalisé de 500 m³.

- **Forme et dimensions de la bache :**

Vue que le volume de la bache qui n'est pas important, on opte pour une bache de forme rectangulaire, les dimensions de la bache à projeter prendront bien entendu cette forme, ces dimensions sont déterminées comme suit :

Le volume est donné par la formule suivante :

$$V = L * l * h$$

Avec :

- L : la longueur du radie (m) ;
- l : la largeur du radie (m) ;
- h : la hauteur d'eau dans la bache (m).

➤ **La section du radier :**

On suppose que $L=2*l$, est $h= 5\text{m}$.

$$S = \frac{V}{h} \Rightarrow 2 * l^2 = \frac{500}{5}$$

Tableau IV-1 : les dimensions de la bache ont projeté.

Bâche	Volume (m ³)	L (m)	l (m)	S (m ²)	h _{inc} (m)	h (m)
SP	350	20	10	100	1.2	5

IV.14.2. La station de pompage :

Nous allons utiliser le catalogue numérique des pompes appelé CAPRARI nous devons avoir un système de pompage pour assurer un débit appelé de 381.85 l/s et HMT de 128.57m

Tableau IV-2 : caractéristique des pompes en fonction de leur nombre.

Nombre de pompe	Type de pompe	Q (l/s)	HMT (m)	η (%)	P _{abs} (Kw)	Vitesse (tr/min)	(NPSH) _r (m)
3	-	-	-	-	-	-	-
4	PM150/6B	390.8	213	75.2	175	1450	5.01
5	PM150/5B	392.5	178	79.8	132	1450	2.85
6	PM150/6D	420.6	176	78.4	123	1450	2.45

Pour la station de pompage nous allons prendre des de type PM150/5B, parce que ce type présente les meilleures caractéristiques en ce concerne le rendement, la vitesse de rotation, la puissance absorbée et NPSH_r minimal.

Remarque : on opte pour un nombre de pompes (4) plus deux (2) pompes de secours. Ces pompes sont identiques de même type.

Tableau IV-3 : caractéristiques d'une pompe choisie pour la station de pompage.

Données techniques	Caractéristiques
Q (l/s)	97.7
H (m)	136
Nombre de pôles	4
Monophasé/triphasé	3~

Suite Tableau IV-3 :

Puissance moteur (Kw)	200
Tension (V)	400
Fréquence (Hz)	50
Diamètre refoulement	150
Diamètre d'aspiration	200

Tableau IV-4 : caractéristiques de point de fonctionnement des quatre pompes.

Données techniques	Caractéristiques
Q (l/s)	391
H (m)	136
P2 (Kw)	695
Rendement (% ^o)	75.2
NPSH (m)	5.01

Tableau IV-5: courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N	Q	Hg	Lref	Dec	kk	ht	Hc
1	0	125	1327,3	600	0,011	0	125
2	40	125	1327,3	600	0,011	0,033	125,03
3	80	125	1327,3	600	0,011	0,133	125,13
4	120	125	1327,3	600	0,011	0,299	125,299
5	160	125	1327,3	600	0,011	0,532	125,53
6	200	125	1327,3	600	0,011	0,831	125,831
7	240	125	1327,3	600	0,011	1,197	126,197
8	280	125	1327,3	600	0,011	1,630	126,63
9	320	125	1327,3	600	0,011	2,129	127,12
10	360	125	1327,3	600	0,011	2,695	127,69
11	400	125	1327,3	600	0,011	3,327	128,32

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement, est donnée sur la figure suivante :

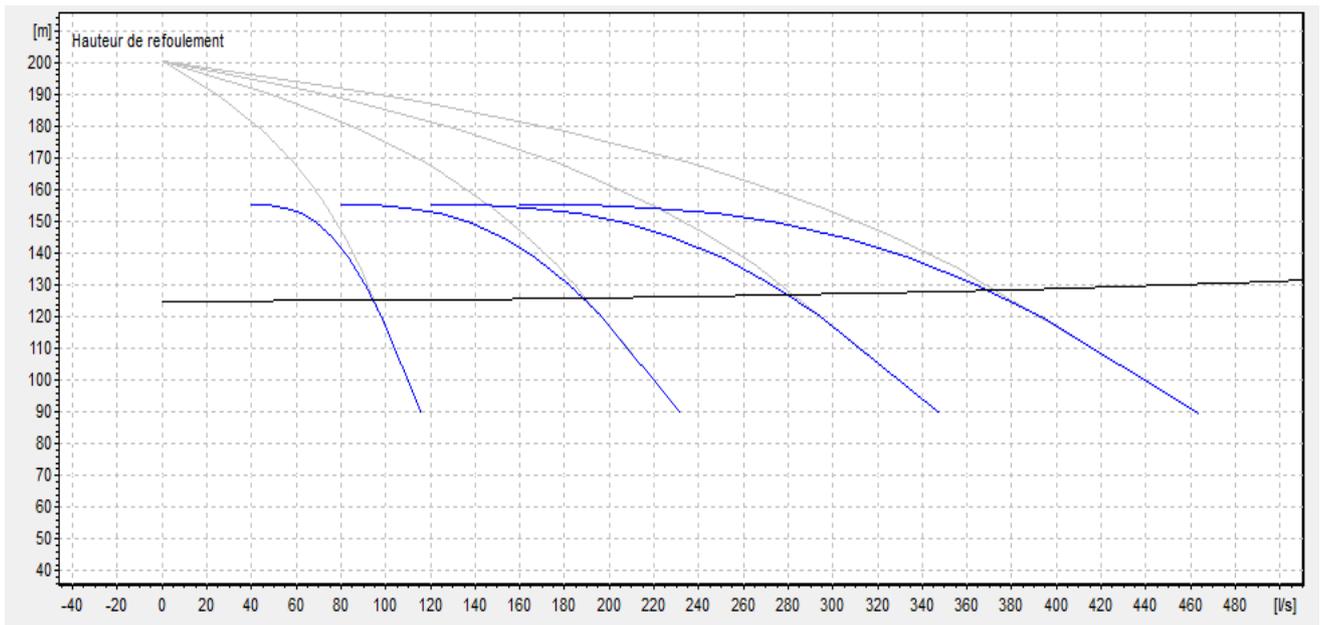


Figure IV-7 : courbe caractéristique pompe-conduite de refoulement.

La vérification est ce que la pompe fonctionne dans la meilleure plage de fonctionnement. La meilleure plage de fonctionnement c'est : $Q_{app} \in (\bar{+}Q_c)$.

Pour notre cas $Q_{app} = 381.85 \text{ l/s} \in [334.05 ; 451.9]$;

Remarque : on opte pour un nombre de pompes (4) plus deux (2) pompes de secours. Ces pompes sont identiques de même type.

IV.15. Etude de la cavitation :

Afin d'éviter le phénomène de cavitation, la condition suivante doit être vérifiée :

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

Avec :

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

$(NPSH)_d$: charge nette d'aspiration disponible, elle est donnée par la relation suivante :

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

r : marge de sécurité, $r = (0.3 \text{ _ } 0.5) \text{ m}$; on prend $r = 0.3\text{m}$.

Dans notre cas, on opte pour des installations en charge, alors $(NPSH)_d$ est régie par la relation suivante :

$$(NPSH)_d = h_a + P_a - T_v - \frac{V^2}{2g} - \Delta H_{asp}$$

IV.15.1. Dimensionnement de la conduite d'aspiration :

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration admissible.

$$D_a = (1.2 - 1.5)d_a$$

d_a : diamètre de la tubulure d'aspiration égale à 200mm, on prend 1.2 le facteur de multiplication, ce qui donne :

$$D_a = 1.2 * 200 = 240\text{mm}.$$

Le diamètre normalisé sera égal à 250mm.

- **La vitesse d'aspiration :**

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

- $V_a = (1 - 1.5) \text{ m/s}$ pour $D_a \leq 250 \text{ mm}$.
- $V_a = (1.2 - 2) \text{ m/s}$ pour $250 \leq D_a \leq 800 \text{ mm}$.
- $V_a = (1.8 - 8) \text{ m/s}$ pour $D_a > 800 \text{ mm}$.

$$V_a = \frac{Q}{S} = 1.94 \text{ m/s}$$

La condition de la vitesse d'écoulement est vérifiée.

- **La pression atmosphérique :**

$$P_a = 10.33 - 0.00139 \times H$$

La cote de la station de pompage est de 55.67 m, alors $P_a = 10.25 \text{ mce}$

- **La tension de vapeur :**

Tableau IV-6 : variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

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

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°, alors T_v = 0.24.

- **Les pertes de charges :**

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

$$\Delta H_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^{\beta}}{g * \pi^2 * D^m}$$

L : longueur de la conduite d'aspiration, L= 15m.

D : diamètre de la conduite d'aspiration, D = 250 mm.

Q : débit refoulé par une pompe (m³/s), pour notre cas :

$$Q = \frac{382}{4} = 95.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

λ : coefficient de frottement est obtenu par la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left[1.14 - 0.86 \ln \left(\frac{\varepsilon}{D} \right) \right]^{-2} = 0.012$$

Donc :

$$\Delta H_{asp} = 0.24 \text{ m}$$

ha : la hauteur d'aspiration dans notre cas égale la hauteur d'eau (installation en charge)

$$ha = 3.43 \text{ m}$$

$$(NPSH)_d = h_a + P_a - T_v - \frac{V^2}{2g} - \Delta H_{asp}$$

$$(NPSH)_d = 3.43 + 10.25 - 0.24 - \frac{1.94^2}{2g} - 0.24$$

$$(NPSH)_d = 13.01\text{m} > (NPSH)_r = 5.01\text{m}$$

La condition de non cavitation est vérifiée, nos pompes sont loin du risque de cavitation.

IV.15.2. Calage des pompes :

Pour les installations en charge :

$$\nabla_a = \nabla_m - h_{asp} + r$$

Le niveau minimum du plan d'aspiration :

$$\nabla_m = C_p - h + h_{inc}$$

$$\nabla_m = 56.87 \text{ m.}$$

La cote de l'axe de la pompe :

$$\nabla_a = 56.87 - 3.43 + 0.3$$

$$\nabla_a = 53.74 \text{ m.}$$

Donc, les pompes doivent être calées à une cote de 53.74m pour éviter le phénomène de cavitation.

IV.16. Dimensionnement des équipements :

IV.16.1. Equipement en amont :

- **Hauteur de butée :**

Y c'est la distance entre la génératrice inférieure de la conduite d'aspiration et la surface du sol tel que :

Y = 0.3m pour $Da \leq 500\text{mm}$.

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

Comme on a $Da = 250 \text{ mm}$, on prend $Y = 0.3\text{m}$.

- **Longueur du convergent :**

$$l_{cov} = (3.5 \text{ - } 4)(D_a - d_a)$$
$$l_{cov} = 4(250 - 200) = 200\text{mm.}$$

- **Longueur du tronçon :**

$$l_{tr\ asp} = 2 * D_a$$
$$l_{tr\ asp} = 2 * 250 = 500\text{mm}$$

IV.16.2. Equipement en aval :

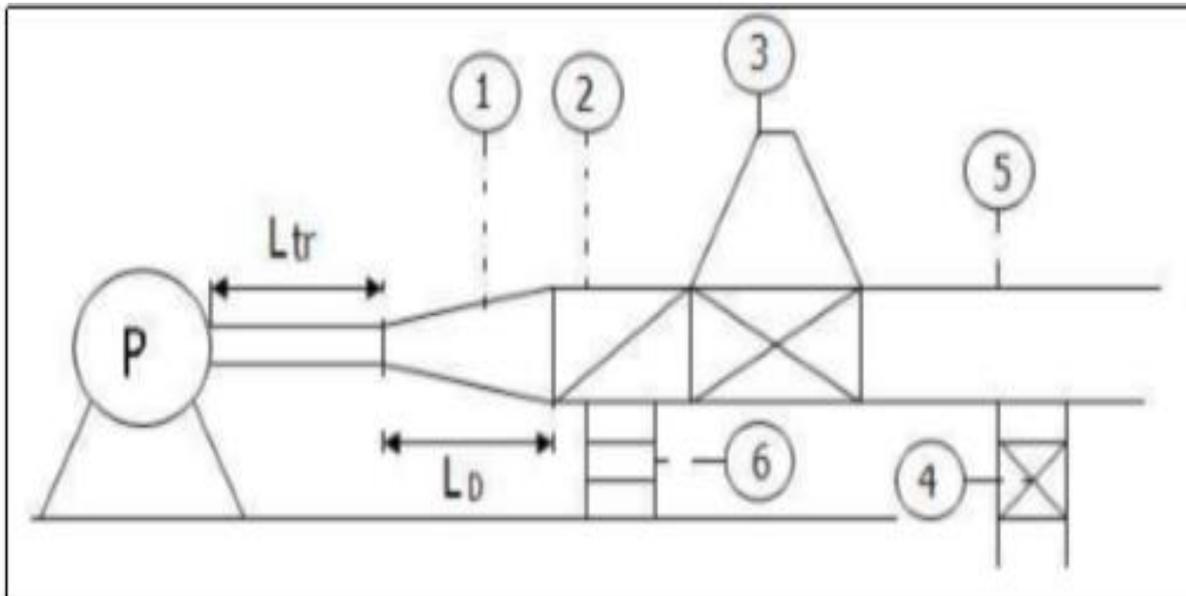


Figure IV-8 : Équipements en aval

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

- **Longueur du tronçon :**

$$L_{\text{tr ref}} \geq 2 * d_r$$

Donc :

$$L_{\text{tr ref}} \geq 2 * 150 = 300\text{mm}$$

On prend :

$$L_{\text{tr ref}} = 400\text{mm}$$

- **Longueur du divergent :**

$$l_{\text{div}} = (3.5 \text{ - } 4)(D_r - d_r)$$

$$l_{\text{div}} = (3.5 \text{ - } 4)(600 - 150) = 3.5 * 450 = 1575\text{mm}$$

On prend un divergent de longueur normalisé :

$$l_{\text{div}} = 1600\text{mm}$$

- **Diamètre de vidange :**

$$d_v = 0.25 * D_r$$

$$d_v = 0.25 * 600 = 150\text{mm}$$

IV.16.3. Dimensionnement du pont roulant :

Un pont roulant est prévu dans notre station de pompage, il sera dimensionné par rapport au point le plus lourd dans la station c'est-à-dire point de pompe plus point de moteur avec la relation suivante :

$$p = (1.1 \div 1.5)P = 1.3 \times 2340 = 3042\text{kg} > 1\text{t}$$

Donc le système de levage à commande électrique.

IV.16.4. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage :

- **Epaisseur des murs du bâtiment :**

On prévoit des murs à double cloisonnement avec des briques de 10 cm d'épaisseur séparées entre elles d'un vide de 10 cm, alors l'épaisseur du mur sera de 30 cm.

- **Hauteur du bâtiment :**

Elle est calculée par la relation suivante :

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

Où :

$$H_5 = H_p + H_s + H_r$$

Avec :

H_p : hauteur de la pompe ($H_p = 845\text{mm}$).

H_s : hauteur du socle est de (0.3 à 0.5m), on prend $H_s = 0.3\text{m}$.

H_r : hauteur de réserve $H_r = 0.5\text{m}$.

A.N : $H_5 = 0.845 + 0.3 + 0.5 = 1.65\text{m}$.

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2.2\text{m}$.

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0.3\text{m}$.

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0.8\text{m}$.

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0.5\text{m}$.

A.N : $H_5 = 1.65 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 = 5.45\text{m}$.

Puisque le bâtiment sera semi enterré (parce que l'axe de la pompe est de cote $\nabla_a = 53.74\text{ mNGA}$ inférieur à celle de terrain naturel), on opte alors pour une hauteur du bâtiment de 5.5m.

Avec : 2m de voile béton armé enterré.

3.5 m mur en brique.

- **Longueur du bâtiment :**

Elle est donnée en fonction des paramètres suivants :

$$L_b = n \cdot 2 \cdot V + L_{int} + L_{pf} + l_p + 2 \cdot e_m$$

n : nombre de pompes, $n = 6$ (tendent compte de pompes de secours).

V : distance entre l'axe de moteur et son paroi ($V = 370\text{mm}$)

L_{int} : distance entre deux pompes voisines est de $(0.8 - 1.2)$ m, on prend $L_{int} = 0.8\text{m}$.

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

l_p : largeur du bureau du personnel, 3m .

e_m : épaisseur du mur du bâtiment (30cm).

A.N : $L_b = 6 \cdot 2 \cdot 0.37 + 6 \cdot 0.8 + 3 + 3 + 2 \cdot 0.03 = 15.3\text{m}$.

La station de pompage aura une longueur de $L_b = 16\text{m}$.

- **Largeur du bâtiment :**

$$l_b = L + l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2 \cdot e_m$$

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = 3067\text{mm}$

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0.6\text{ m}$.

l_2 : longueur tubulure de refoulement, 2m .

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration, 0.7m

l_4 : largeur de l'armoire électrique, 1.2m .

A.N : $l_b = 3.067 + 0.6 + 2 + 0.7 + 1.2 + 2 \cdot 0.03 = 7.6\text{m}$.

La station de pompage aura une largeur de 8m .

IV.17. Equipements auxiliaires :

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

- Un système de levage et de ventilation.

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

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons utilisé le catalogue numérique CAPRARI pour le choix des pompes, nous avons opté pour quatre pompes principales et deux pompes de secours, ces pompes sont des pompes centrifuges à axe horizontal. Ainsi que le dimensionnement de notre station de pompage.

Chapitre V
**Protection des conduites contre
le coup de bélier**

Chapitre V: Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction :

Dès que la longueur des conduites dépasse une centaine de mètres et que le débit de refoulement important, le phénomène du coup de bélier est susceptible d'apparaître sur tout quand il s'agit d'une conduite d'adduction. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre ce phénomène.

Dans ce chapitre on va étudier d'une manière précise le phénomène de coup de bélier, les risques qu'il présente et les moyens de protections.

V.1. Définition :

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. Il est caractérisé par une onde de pression, positive (surpression) ou négative (sous pression), 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.

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.

V.2. Les causes du coup de bélier :

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

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

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures des tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

V.3. Les risques dus au coup de bélier :

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

- **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions (jusqu'au 80% de pression de service) qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus (surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.
- **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à -10mCE , il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives : les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes.
- **Fatigue de la Canalisation** : comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles
- Lorsque l'onde de pression se forme, si la pression devient inférieure à la pression de vapeur saturante, la cavitation apparaît.

Le phénomène de vibration sera d'autant plus fort que :

- La vitesse de l'eau est élevée ;
- La longueur de canalisation est grande ;
- De diamètre de la canalisation est petit ;
- La fermeture des vannes est rapide.

V.4. Analyse physique du phénomène : [SALAH ; 1993] et [MEUNIER. M]

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

- **1^{ère} phase :**

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (L) avec une célérité (c).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (L/c).

- **2^{ème} phase :**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais se retrouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

- **3^{ème} phase :**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

- **4^{ème} phase :**

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps (c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe.

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

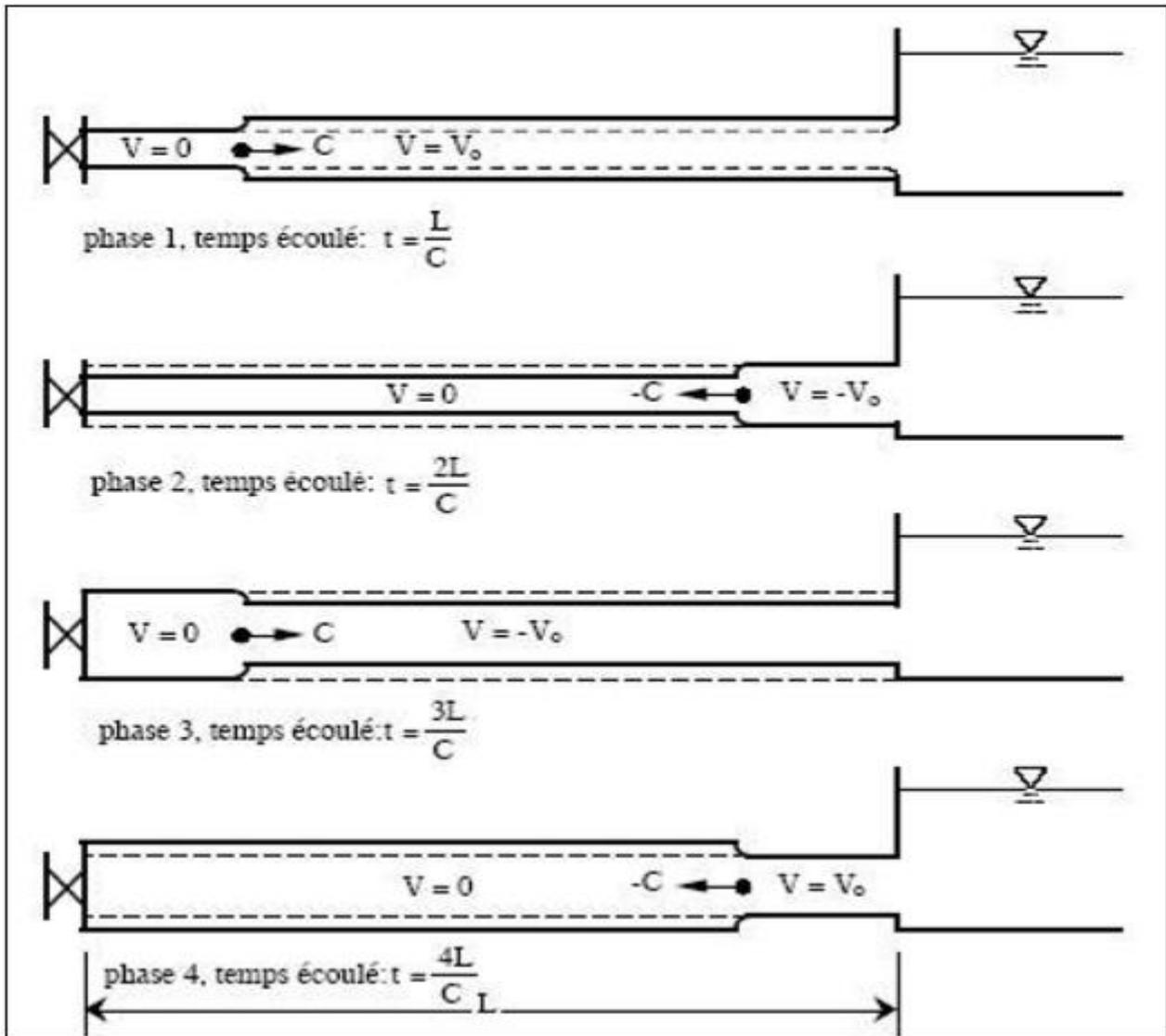


Figure V-1 : Schéma des quatre phases du coup de bélier

V.5. Moyen de protection contre le coup de bélier :

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

V.5.1. La conduite gravitaire :

Ces moyens peuvent protéger la conduite, des dépressions et des surpressions maximales, que nous citerons quelques-uns :

- **Vanne à fermeture lente** : Cette solution ne permet de protéger que les adductions gravitaires, car elle ne remédie en aucun cas, à l'arrêt intempestif d'une pompe. Il s'agit en fait

davantage, de limiter l'intensité du coup de bélier qui se produira.

- **Soupape de décharge :**

La soupape de décharge est définie comme étant un appareil anti-bélier qui écrête les surpressions en dérivant un certain débit à l'extérieur de la conduite dès que la pression dépasse une certaine valeur de réglage, estimée généralement à $1,04 \square 1,1$ de la pression maximale admissible. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin généralement, qui par sa compression obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est à dire où la compression à craindre est maximale.

L'ouverture doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace. Il importe donc de réduire à l'extrême l'inertie de ces appareils et c'est sur ce point que les efforts de constructeurs ont particulièrement porté.

- **Cheminée d'équilibre :**

La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

La cheminée doit donc avoir une section assez large pour combler la dépression sans se vider complètement et doit être assez haute pour ne pas déborder lorsqu'une surpression fait monter son niveau. La présence d'une cheminée modifie le mouvement transitoire engendré par une disjonction. Au lieu d'un mouvement oscillatoire de période $(4L/a)$ caractéristique du coup de bélier d'onde, s'instaure un mouvement oscillatoire de période plus grande, l'oscillation en masse. On place la cheminée d'équilibre dans une galerie d'amenée en charge et dans une conduite forcée afin de :

- Réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier dans la conduite forcée.
- Diminuer les surpressions dues au coup de bélier dans la galerie d'amenée.
- Amortir les oscillations importantes.
- Assurer l'alimentation de la veine liquide, en diminuant les dépressions engendrées par l'arrêt du moteur actionnant la pompe.

V.5.2.La conduite de refoulement :

Il existe différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

- **Réservoirs d'air :**

Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un

niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions.

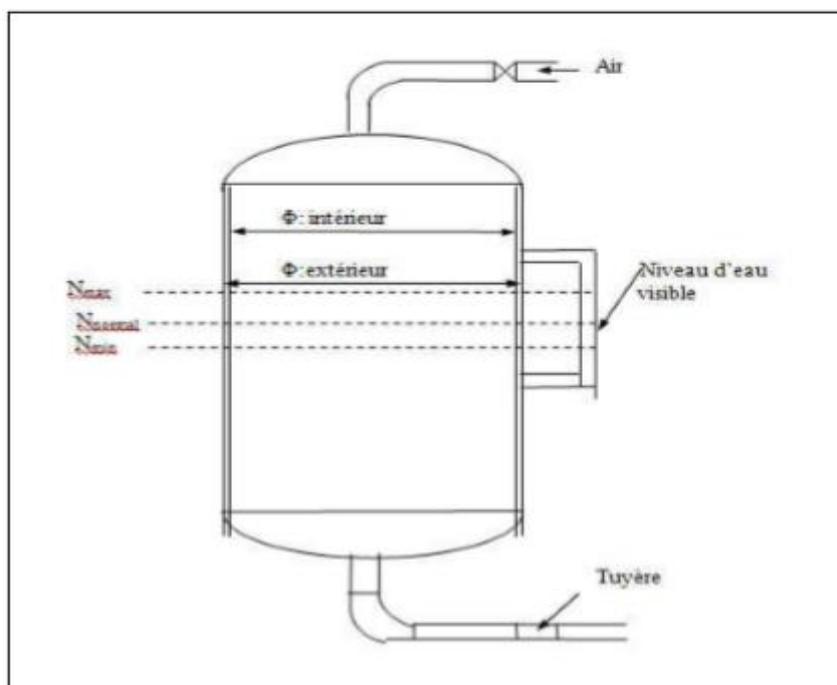


Figure V-2 : Réservoir d'air

C'est une capacité métallique contenant de l'eau et de l'air sous pression à une proportion bien déterminée, qui protège les installations aussi bien contre la suppression que contre la dépression, il assure la continuité de la veine liquide sans rupture même après disjonction du groupe on le dispose à la station de pompage immédiatement à l'aval du clapet.

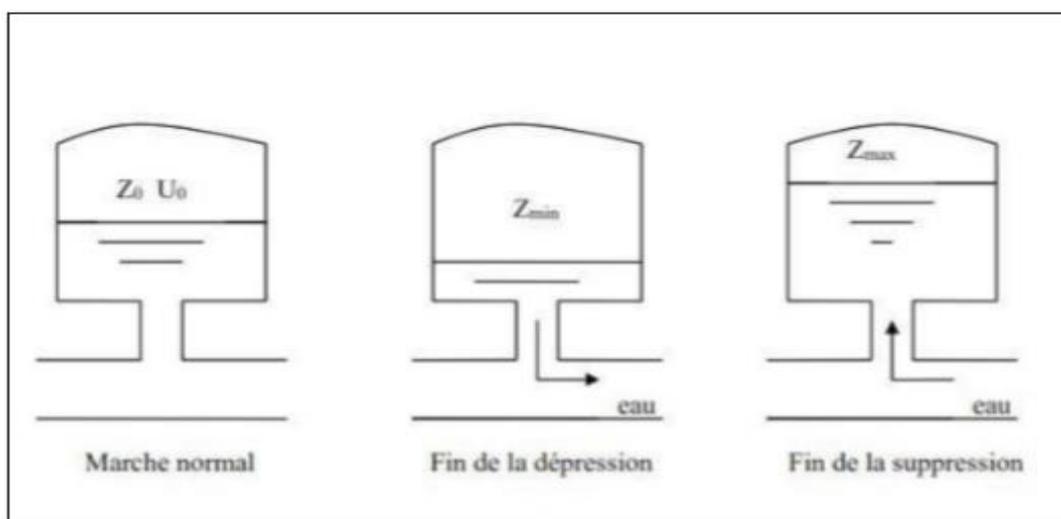


Figure V-3 : Variation du volume d'air du réservoir anti bélien en cours des phases de fonctionnement.

- **Cheminée d'équilibre :**

A la place d'un réservoir d'air sous pression, il peut être établi, à la station de pompage, un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée joue le même rôle que ce premier mais, dans le cas de hauteur de refoulement même moyenne, on arrive rapidement à des ouvrages d'art de hauteurs importantes.

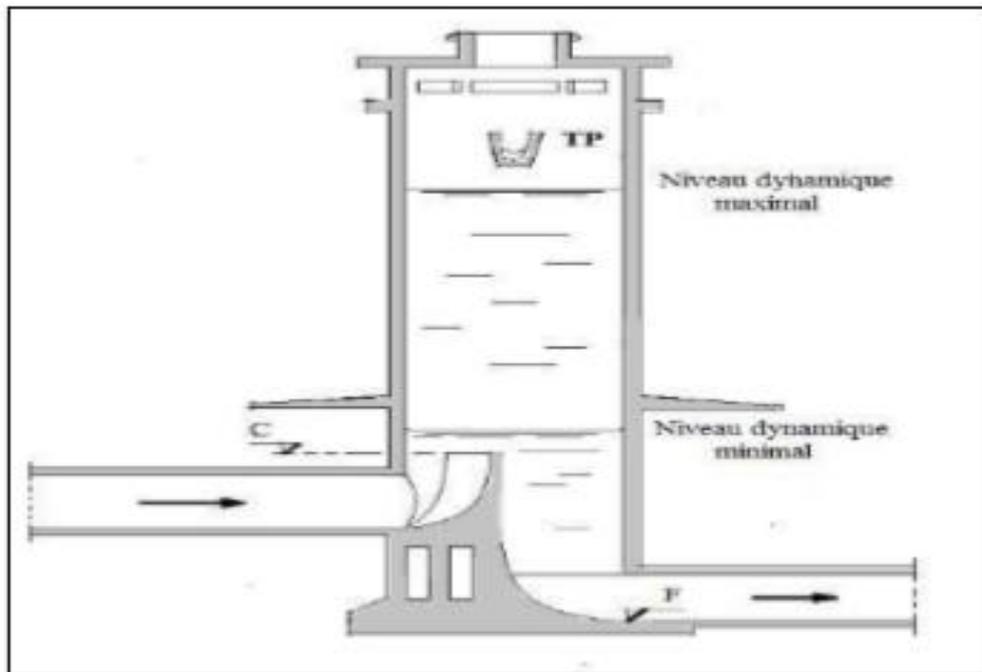


Figure V-4 : Cheminée d'équilibre

- **Volant d'inertie :**

Le volant d'inertie est un dispositif qui contient une masse tournante liée à l'arbre de pompe ; c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci. Le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

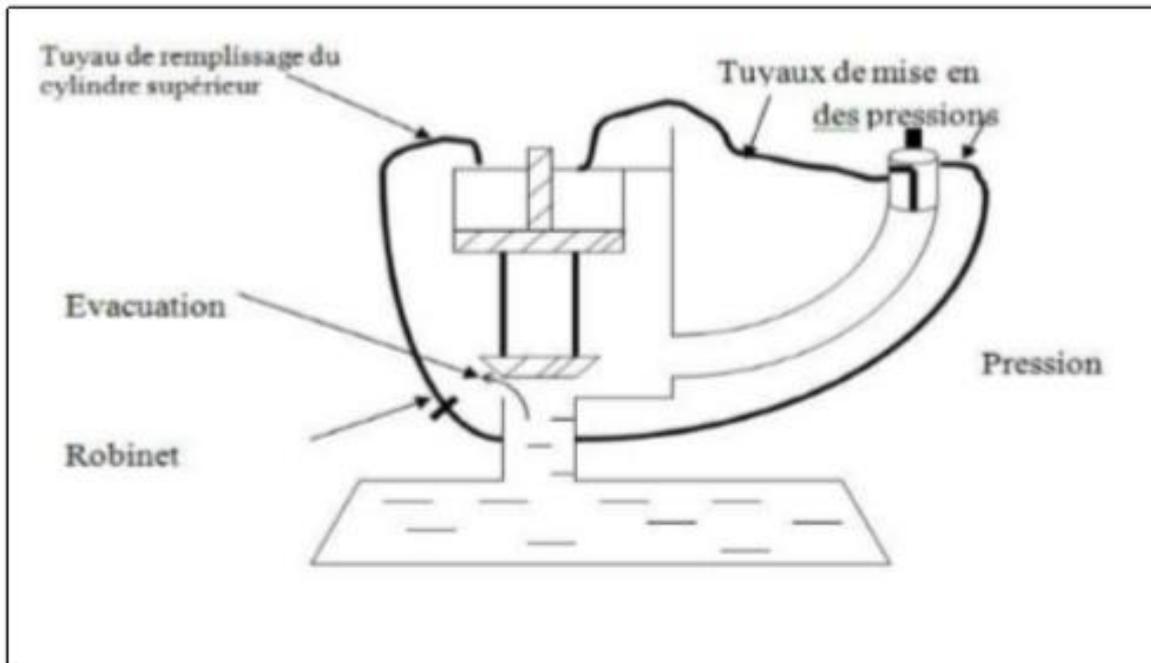


Figure V-5 : Soupape de décharge

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

V.6. Calcul des réservoirs d'air :

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

Comme méthode de calcul, on distingue :

- **Méthode de VIBERT :**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air, important dans le cas de grandes installations.

- **Méthode de BERGERON :**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ce soit pour les petites ou pour les grandes installations.

- ✓ **Principe de la méthode de VIBERT :**

La valeur maximale de la surpression et la dépression est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{CV_0}{g}$$

Avec :

V_0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement) $v_0=1.35$ m/s.

g : accélération de la pesanteur $g = 9.81$ m/s².

C : célérité de l'onde (m/s).

La célérité de l'onde élastique c'est en fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol, est sera calculée par la formule améliorée par

Pr. SALAH. B donnant la célérité d'onde du coup de bélier quand la conduite est enterrée, c'est le cas de notre projet.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2 \cdot K \cdot r(1 - v_m^2)(1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \cdot r \cdot E_s + E_m e_m (1 - v_s)}}$$

Avec :

- C : célérité d'onde (m/s) ;
- K : coefficient de compressibilité de l'eau ; $K= 2,07 \cdot 10^9$ Pa.
- ρ : masse volumique de l'eau : 1000 kg/m³.
- E_m : module d'Young de la conduite : fonte $1,7 \cdot 10^{11}$ Pa.
- E_s : module d'Young du sol considéré $2 \cdot 10^8$ Pa.
- v_m : coefficient de poisson du matériau de la conduite ; 0.22
- v_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite ; 0.33
- e_m : épaisseur de la conduite ; 11 mm pour $D= 600$ mm
- r : rayon intérieur de la conduite (m)
- La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g + \Delta H$$

Avec :

H_g : hauteur géométrique (m).

- La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10$$

- La charge maximale absolue :

$$Z_{max} = Z_0 + \Delta H$$

D'où :

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ \frac{V_0^2}{2g} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Abaque de VIBERT} \rightarrow \frac{U_0}{L.S}, \frac{Z_{min}}{Z_0}$$

- Volume du réservoir d'air :

$$U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \rightarrow U_{max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{min}}$$

- U_{max} : volume du réservoir d'air.

V.7. Application sur la conduite d'adduction par refoulement :

Tableau V.1 : Les caractéristiques du tronçon de l'adduction par refoulement.

Tableau V-1 : Les caractéristiques du tronçon de l'adduction par refoulement.

Tronçon	D _{ext} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{int} (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP-RT	622	11	600	0.282	1.35	1327.3	124.98

- Calcul de la célérité de l'onde :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{2,07 \cdot 10^9}{1000}}}{\sqrt{1 + \frac{2,2 \cdot 0,7 \cdot 10^9 \cdot 0,3 \cdot (1 - 0,22^2)(1 - 0,33)}{(1 - 0,22^2) \cdot 0,3 \cdot 2 \cdot 10^8 + 1,7 \cdot 10^{11} \cdot 0,011 \cdot (1 - 0,33)}}$$

$$C = 1135.84 \text{ m/s}$$

- Calcul de la valeur de coup de bélier ΔH :

$$\Delta H = \pm \frac{CV_0}{g}$$

$$\Delta H = \pm \frac{1135.84 \times 1.35}{9.81} = \mp 156.30 \text{ mce.}$$

➤ Les paramètre à calculer pour l'utilisation de l'abaque de VIBERT :

Tableau V-2 : Les paramètre pour l'utilisation de l'abaque de Vibert.

Z_0 (m)	V_0 (m/s)	Z_{max} (m)	Z_{max} / Z_0	h_0 (m)	h_0 / Z_0 (10^{-4})
134.98	1.35	291.28	2.15	0.092	6.88

D'après l'abaque de Vibert on trouve :

$$\frac{U_0}{L.S} = 3.8 \times 10^{-3}$$

$$\frac{Z_{min}}{Z_0} = 0.55$$

Donc :

$$U_0 = L.S \times 3.8 \times 10^{-3}$$

$$U_0 = 1.42 \text{ m}^3$$

D'où :

$$U_{max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{min}} = \frac{1.42 \times 134.98}{74.24}$$

$$U_{max} = 2.58 \text{ m}^3$$

Le volume normalisé du réservoir d'air pour notre cas c'est 2600 l.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vu la description physique du phénomène du coup de bélier ainsi que les différents moyens de protection contre le coup de bélier.

Pour notre projet, nous avons opté pour l'installation d'un réservoir d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier, la capacité de ce réservoir est de 2600l, installé juste à la sortie de la station de pompage.

Chapitre VI
Pose de canalisation et
accessoires

Chapitre VI: Pose de canalisation et accessoires

Introduction :

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées. Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de poses selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

VI.1. Pose de canalisation :

VI.1.1. Principe de pose des canalisations :

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du notre terrain et les différents types rencontrés :

- Pose dans terrain ordinaire.
- Pose en pentes.
- Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées.
- Pose à proximité d'une conduite d'assainissement.
- Traversée de rivière.

Le choix s'effectue en fonction de : la topographie du terrain et sa nature, la disposition des lieux et des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Selon ces facteurs on opte pour les poses suivantes :

- **Pose dans terrain ordinaire :**

La canalisation est posée en tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm, la profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm au minimum).

Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé.

La tranchée est ensuite remblayée, jusqu'à 0.30 m au-dessus de la conduite, par couches successives arrosées et bien tassées avec la terre purgée de pierre, le remblaiement est achevé avec du tout-venant.

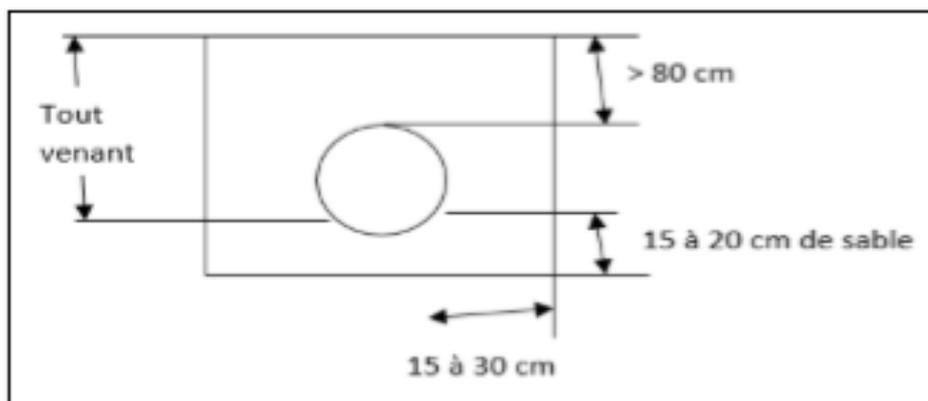


Figure VI-1 : pose de canalisation en tranchée.

- **Pose en pente :**

La pose d'une conduite en pente demande de vérifier sa stabilité ; ça veut dire le glissement de la conduite sur cette pente la vérification se faire comme suit :

On a :

P : poids total eau + conduite. (N)

P1 : composante normale à la pente donnant naissance à une résistance de frottement (conduite-lit)

P2 : force de glissement.

La résistance de frottement naissant sera : $K.P1$ ou (K) désigne le coefficient de frottement compris entre 0.2 et 0.3.

Dans le cas d'un glissement, il en résulte une force d'emportement ayant pour valeur :

$$F_g = P2 - K.P$$

Tenant compte de la pente, la force de glissement :

$$F_g = P. (\sin(\beta) - K. \cos(\beta))$$

Puisque : $P1 = P. \cos(\beta)$.

$P2 = P. \sin(\beta)$.

Le glissement aura lieu si :

$$F_g > 0 \rightarrow P2 - K.P1 > 0$$

C'est-à-dire : $\sin(\beta) - K \cdot \cos(\beta) > 0$

- **Pose à proximité d'une conduite d'assainissement :**

Les conduites seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas il faut veiller à ce que les tuyaux d'eau potable soient posés au-dessus des tuyaux d'eau usée sur un rayon de 30 cm, comme l'indique la figure VIII.2 ci-après :

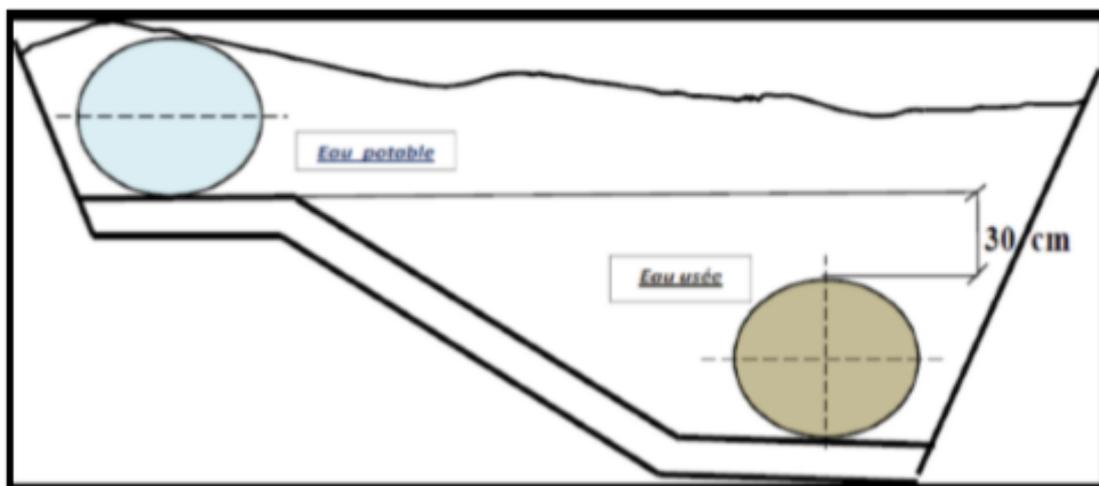


Figure VI-2 : Pose de conduite d'AEP à proximité d'une conduite d'assainissement.

- **Pose des conduites en traversées des routes :**

Cette pose sera appliquée pour qu'il n'y ait plus de transmission des vibrations dues aux charges et pour amortir les chocs qui peuvent nuire aux conduites et causer des ruptures, on prévoit les solutions suivantes :

- Des gaines : ce sont des buses de diamètre supérieur dans lesquelles les conduites sont introduites.
- Par enrobage dans le béton : dans ce cas les conduites sont couvertes de béton.

- **Traversée de rivière :**

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

- Premier cas : l'existence d'un pont route servira également de support de la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.
- Deuxième cas : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

VI.1.2. Utilisation des Butées et verrouillage :

Tout système de canalisation véhiculant un fluide sous pression subit d'importantes contraintes : des forces de poussées apparaissent aux changements de direction par exemple. Pour éviter tout risque de déboîtement, il devient essentiel de rééquilibrer ces efforts, soit en réalisant des massifs de butée en béton, soit en verrouillant le système de canalisations.

- **L'utilisation de massifs de butées en béton :**

Une butée poids constitués par un massif en béton oppose à la poussée de l'eau F une force F' proportionnelle à son poids Q , que l'on calcule par la formule :

$$F' = f.Q.$$

Il est donc aisé de calculer le volume de béton à mettre en œuvre qui évitera tout déboîtement des éléments de canalisation.

$$V = F / f.\rho$$

V : volume de béton à mettre en œuvre en (m³).

F : poussée de l'eau calculée précédemment en (daN).

f : coefficient de frottement entre béton et terrain.

ρ : masse volumique du béton (Kg/m³) ($\rho = 2100$ Kg/m³).

VI.2. Appareils et Accessoires :

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Changer la direction.
- Raccorder deux conduites.
- Changer le diamètre.
- Soutirer les débits.

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

- Les robinets vannes.
- Les robinets de vidange.
- Les ventouses.
- Les organes de mesure.

- Les pièces spéciales de raccords.

- **Robinets vannes :**

Ce sont des appareils de sectionnement permettant 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 :

- manuellement 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).
- électriquement pour des robinets de grande dimension.

On distingue plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

- **Vanne à coin (à opercule) :**

Ce sont des appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne. Les diamètres varient entre 40 à 300 mm.



Figure VI-3 : Robinet vanne à opercule.

- **Vannes papillons :**

Ce sont des vannes à survitesse, dans notre projet nous allons les mettre à la sortie du château d'eau (de la conduite de départ). C'est une vanne déséquilibrée se fermant sous la pression d'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente un avantage important. Pour la régulation ; la manœuvre de l'obturation est limitée à 60°, car au-delà le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente un maximum vers 80° ; ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.



Figure VI-4 : Robinet vanne papillon.

- **Robinets de vidange :**

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

- **Ventouses :**

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

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibrée. Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Ces appareils se placent dans notre projet au niveau des points hauts des conduites d'adduction où s'accumule l'air, soit au moment de remplissage, soit en cours de fonctionnement.



Figure VI-5 : ventouse

VI.3. Organes de mesure :

- **Mesure de débit :**

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement d'appareils de mesure de débit, qui seront installés en des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

On distingue différents dispositifs de mesure de débits dans les réseaux tel que le diaphragme, la venturi, la tuyère, ou encore les débitmètres électroniques et les compteurs. On prévoit pour notre cas, l'installation de compteurs au niveau des points sortis des réservoirs et sortis des nœuds.

- **Mesure de pression :**

Nous utilisons dans notre projet le manomètre à aiguilles pour mesurer la pression à la sortie des réservoirs et l'entrée du réseau, et au niveau de chaque nœud du réseau.

- **Les pièces spéciales de raccordements :**

Il existe donc une gamme de raccords en polyéthylène destinés à :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le changement de direction de la conduite.
- L'assemblage des tubes.

Pour notre réseau on aura besoin de :

- Les coudes.
- Les tés.
- Les croix de jonction.
- les manchons.

- **Les compteurs :**

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés sur des points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

- **Les clapets :**

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu (à la sortie des réservoirs par exemple).

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les règles et les contraintes liées à la pose des canalisations et les différents accessoires d'un système d'alimentation en eau potable et leurs emplacements. La bonne gestion et l'entretien périodique de ces appareils sont nécessaires pour assurer la longévité du réseau.

Chapitre VII

Organisation du chantier

Chapitre VII: Organisation du chantier

Introduction :

Dans Ce chapitre nous allons mettre en évidence les stratégies et les méthodes à suivre pour L'organisation d'un chantier qui consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution, ainsi permettre d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations à effectuer sur terrain.

VII.1.Définition :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

VII.2.Différents travaux à entreprendre :

VII.2.1. Travaux concernant l'adduction et le réseau de distribution :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction et le réseau de distribution sont :

- Exécution des tranchées
- Pose du lit de sable
- Pose des conduites
- Epreuve de joint et de la canalisation
- Construction des regards
- Remblayage des tranchées
- Nivellement et compactage

VII.2.2. Travaux concernant la station de pompage :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage.
- Exécution des fouilles.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton pour les semelles.
- Coulage du béton pour les demi-poteaux.
- Remblayage des fouilles.
- Coulage du béton des longrines inférieures.
- Remblayage des casiers.
- Coulage de la chape inférieure.
- Coulage du béton de poteaux.

- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.
- Maçonnerie et finition générale.

VII.2.3. Travaux concernant les réservoirs :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction des deux réservoirs sont :

- Excavation.
- Pose du tout-venant.
- Coulage du béton de propreté.
- Coulage du béton du radier.
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre.
- Coulage du béton de la coupole, de la dalle et de la chambre des manœuvres.
- Maçonnerie de la chambre des manœuvres.

VII.3. Définitions des engins de terrassement utilisées :

Le matériel utilisé est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques va réduire 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.

VII.4. Calcul des volumes des travaux de l'adduction et de distribution :

VII.4.1. Enlèvement de la couche végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs.

$$V_{cv} = L \times b \times e$$

Avec :

- V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³).
- L : longueur totale des tranchées en(m).
- b : largeur de la couche végétale en(m).
- e : épaisseur de la couche en (m), $e = 10\text{cm}$

VII.4.2. Déblais d'excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers Sachant que :

$$S_{exc} = b \times h$$

- S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe ;
- b : largeur de la tranchée ;
- h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S \times L_{exc}$$

- V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;
- L : distance entre deux coupes consécutives.

VII.4.3. La profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

- H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).
- D : diamètre de la conduite (m).
- h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.
- h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

VII.4.4. Largueur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse jusqu'à 30cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

- b : largeur de la tranchée (m).
- D : diamètre de la conduite (m)

VII.4.5. Lit de sable :

Le long de l'adduction et le réseau de distribution, les conduites doivent être posées sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur.

$$V_s = b \times e \times L$$

- V_s : volume du lit de sable (m³).
- e : épaisseur du lit de sable, $e = 15$ cm.
- L : longueur de la tranchée (m).

VII.4.6. Remblais compactés :

Le volume des remblais égale le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_{rem} = V_{exc} - V_s - V_c.$$

$$V_s = 0,15 \times b \times L.$$

$$V_c = S \times L.$$

- V_{rem} : volume du remblai en (m³).
- V_s : volume du lit de sable (m³)
- V_c : volume de la conduite (m³).

VII.4.7. Calcul du volume de terre à évacuer :

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume de déblais et volume de remblai tel que :

$$V_{eva} = K_f \times (V_{exc} - V_{rem})$$

K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,3$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux qui suivent :

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

Diamètre (mm)	Surface (m ²)	L (m)	Htr (m)	b (m)	V _{cv} (m ³)	V _{exc} (m ³)	V _{con} (m ³)	V _s (m ³)	V _{rem} (m ³)	V _{eva} (m ³)
600	1.86	2327.3	1.55	1.2	279.27	6374.77	658.02	418.9	5297.85	1399.99

NB : la conduite d'adduction en fonte PN16.

Tableau VII-2 : Calcul des volumes pour les réseaux de distribution.

D (mm)	S (m ²)	L (m)	Htr (m)	b (m)	V _{cv} (m ³)	V _{exc} (m ³)	V _{con} (m ³)	V _s (m ³)	V _{rem} (m ³)	V _{eva} (m ³)
90	0,72	792,4	1,04	0,69	54,68	568,63	5,04	82,01	481,57	87,05
110	0,75	594,3	1,06	0,71	42,20	447,27	5,65	63,29	378,33	68,94
125	0,78	1868,6	1,08	0,73	135,48	1463,15	22,93	203,22	1237,01	226,15
160	0,84	2876,9	1,11	0,76	218,64	2426,95	57,84	327,97	2041,14	385,81
200	0,92	329,1	1,15	0,80	26,33	302,77	10,34	39,49	252,94	49,83
225	0,97	193,59	1,17	0,83	15,97	187,66	7,70	23,96	156,01	31,65
250	1,02	5408,3	1,2	0,85	459,71	5516,51	265,4	689,56	4561,46	955,04
315	1,15	3649,8	1,26	0,92	333,96	4207,94	284,4	500,94	3422,55	785,38
400	1,35	1803,3	1,35	1,00	180,34	2434,56	226,6	270,51	1937,44	497,13
500	1,60	924,2	1,45	1,10	101,66	1474,10	181,4	152,49	1140,14	333,96
630	1,94	230,9	1,58	1,23	28,40	448,73	71,98	42,60	334,15	114,58
Total					1597,3	19478,2		2396,0	15942,7	3535,5

NB : les conduites du réseau de distribution en PEHD PN10.

VII.4.8. Devis estimatif des déferents travaux :

Tableau VII-3 : Devis estimatif des travaux d'adduction.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Décapage de terre végétale	M ³	279.27	150	41890.5
Excavation des tranchées.	M ³	19478,2	250	4869550
Mise en œuvre d'un lit de sable	M ³	418.9	1000	418900
Remblais des tranchées en terre épierrée compactée	M ³	5297.85	150	794677.5
Transport des terres à évacuer	M ³	1399.99	150	209998.5
Total				6345016.5

Tableau VII-4 : Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites d'adduction.

Diamètre (mm)	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
600	m	2327.6	27966.24	65095898.2

Tableau VII-5 : Devis estimatif des travaux du réseau de distribution.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Décapage de terre végétale	M ³	1597,3	150	239595
Excavation des tranchées.	M ³	19478,2	250	4869550
Mise en œuvre d'un lit de sable	M ³	2396,0	1000	2396000
Remblais des tranchées en terre épierrée compactée	M ³	15942,7	150	2391405
Transport des terres à évacuer	M ³	3535,5	150	530325
Total				10426875

Tableau VII-6 : Devis estimatif de la fourniture et de pose des conduites de distribution.

Diamètre (mm)	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
90	m	792,4	700	554680
110	m	594,3	1100	653730
125	m	1868,6	1500	2787900
160	m	2876,9	2300	6616870
200	m	329,1	3600	1184760
225	m	193,59	4500	871155
250	m	5408,3	5600	30286480
315	m	3649,8	8600	31388280
400	m	1803,3	13500	24344550
500	m	924,2	21000	19408200
630	m	230,9	35000	8081500
Total				126178105

VII.5. Calcul du volume des travaux de la station de pompage :

Tableau VII-7 : récapitulation des dimensions du bâtiment de la station de pompage.

Dimensions du bâtiment de la station de pompage (m)					
Longueur	Largeur	Hauteur	Epaisseur des murs	Fenêtres	Portes
16	8	5.5	0.3	2.2*1.2	4.2*3.2

VII.5.1. Calcul des volumes :

- **Décapage :**

$$V_d = e \times l \times L$$

$$V_d = 0.15 \times 8 \times 16 = 19.2 \text{ m}^3$$

- **Excavation :**

Le bâtiment sera semi enterré avec $h_{ent} = 2 \text{ m}$.

$$V_d = l \times L \times (h_{rad} + h_{entr})$$

$$V_d = 8 \times 16 \times (0.6 + 2)$$

$$V_d = 332.8 \text{ m}^3$$

• **Béton de propreté :**

Une épaisseur de 10 cm dans le radier.

$$V_{bp} = 0.1 * 8 * 16 = 12.8m^3.$$

• **Béton armé :**

- **Radier :**

$$V = 0.5 * 8 * 16 = 64m^3.$$

- **Voiles :**

$$V = (2 * 16 + 2 * 8) * 0.15 * 2 = 48m^3.$$

- **Demi – poteaux :**

$$V = 0.4 * 0.4 * 2 = 0.32m^3.$$

$$V = 0.32 * 15 = 4.8m^3.$$

- **Poutre inférieure :**

$$V = (0.4 * 0.4 * 16 * 2) + (0.4 * 0.4 * 8 * 2) = 7.68m^3.$$

- **Poteaux :**

$$V = 0.4 * 0.4 * 3.5 = 0.56m^3.$$

$$V = 0.56 * 15 = 8.4m^3.$$

- **Chape supérieure :**

Dalle pleine d'une épaisseur de 15 cm.

$$V = 16 * 8 * 0.15 = 19.2m^3.$$

- **Maçonnerie :**

On utilise le type de briques : Briques.

$$(30 * 20 * 10), S = 0,06 m^2$$

Surface des murs :

$$S = ((3.7 * 3.5) * 12 - (2.2 * 1.2 * 3) - (4.2 * 3.2)) * 2 = 268.08m^2.$$

$$Nb = 268.08 / 0,06 = 4468 \text{ briques.}$$

Tableau VII-8 : Devis estimatif des travaux de la station de pompage.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Décapage de terre végétale	M ³	19.2	150	2880
Excavation	M ³	332.8	250	83200
Béton de propreté	M ³	12.8	8000	512000
Béton armé	M ³	152.08	40000	6083200
Maçonnerie en briques	Unité	4468	45	201060
Total				6882340

VII.6. Calcul du volume des travaux des réservoirs :

VII.6.1. Réservoir de stockage :

Le réservoir cylindrique semi enterrée de diamètre $D=30$ et hauteur $H=5$.

- **Décapage :**

$$V_d = 0.1 \times (30^2 \times \pi) / 4 = 70.68 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_d = 70.68m^3}$$

- **Excavation :**

$$V_{exc} = 0.6 \times (30^2 \times \pi) / 4 = 424.42 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_d = 424.42 \text{ m}^3}$$

- **Béton de propreté :**

$$V_{bp} = 0.1 \times (30^2 \times \pi) / 4 = 70.68 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_d = 70.68m^3}$$

- **Béton armé :**

- **Radier du réservoir :**

$$V_{rd} = 0.5 \times (30^2 \times \pi) / 4 = 353.425 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{rd} = 353.425 \text{ m}^3}$$

- **Parois du réservoir :**

$$V_{pr} = ((30^2 \times 3.14 / 4) \times 5) - ((29.5^2 \times 3.14 / 4) \times 5) = 116.78 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{pr} = 116.78 \text{ m}^3}$$

- **Coupole du réservoir :**

La coupole est sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2 * f} = 75.75 \text{ m}$$

R : rayon de la coupole (m).

D : Diamètre du réservoir (m).

f : flèche de la coupole (m), $f = 1.5 \text{ m}$.

Et de volume :

$$V_c = 2 * \pi * R * f * e_c$$

$$\mathbf{V = 107.03 \text{ m}^3}$$

VII.6.2. Bâche d'eau :

- **Décapage :**

$$V = 20 \times 10 \times 0.1 = 20\text{m}^3$$

$$\mathbf{Vd = 20\text{m}^3}$$

- **Excavation :**

$$V = 20 \times 10 \times 0.6 = 120 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V = 120\text{m}^3}$$

- **Béton de propreté :**

$$V_{bp} = 20 \times 10 \times 0.1 = 20\text{m}^3$$

$$\mathbf{V_{bp} = 20\text{m}^3}$$

- **Béton armé :**

- **Radier du réservoir :**

$$V_{rd} = 0.5 \times 10 \times 20 = 353.425 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{rd} = 100 \text{ m}^3}$$

- **Parois du réservoir :**

$$V_{pr} = (10 \times 20 \times 5) - (9.5 \times 19.5 \times 5) = 73.75\text{m}^3$$

$$\mathbf{V_{pr} = 73.75\text{m}^3}$$

- **Dalle du réservoir :**

$$V = 0.15 \times 10 \times 20 = 30 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V = 30 \text{ m}^3}$$

Tableau VII-9 : Devis estimatif des travaux des réservoirs.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire HT (DA)	Montant HT (DA)
Décapage de terre végétale	M ³	90.68	150	13602
Excavation	M ³	544.42	250	136105
Béton de propreté	M ³	90.68	8000	725440
Béton armé	M ³	784.51	40000	31380400
Maçonnerie finition	M ²	1800	500	900000
Total				33155547

Tableau VII-10 : récapitulatif du devis estimatif du projet.

Désignation	Montant Total, HT (DA)	Montant TVA, 19 % (DA)	Montant Total TTC (DA)
Pose de Canalisation	208045894.7	39528833.9	247574728.7
La station de pompage	6882340	1307644.6	8189984.6
Les réservoirs	33155547	6299553.9	39455100.93
MONTANT GLOBAL TTC :295219814.2			

Le coût total du projet est estimé à : **Deux cents quatre-vingt quinze millions deux cents dix-neuf mille huit cents quatorze Dinars Algérien.**

NB : Ce devis ne comporte pas les pompes et le réservoir d'air (dépendent de la marque).

VII.7.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 cherche 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.
- Définition des tâches et leurs durées.

VII.7.1. Travaux d'adduction :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VII-11 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Opération	Durée (jours)
Décapage	2
Exécution des tranchées	12
Lit de sable + pose de canalisation + remblayage des tranches	17
Raccordement avec la station et le réservoir et montage des accessoires	8
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	2
Travaux de finition	3

La durée totale de la réalisation de la conduite d'adduction est de 43 jours.

VII.7.2. Travaux du réseau :

Les tâches de réalisation du réseau de distribution et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VII-12 : Temps de réalisation des opérations du réseau de distribution.

Opération	Durée (jours)
Décapage	10
Exécution des tranchées	40
Lit de sable + pose de canalisation + remblayage des tranches	65
Raccordement avec le réservoir et montage des accessoires	15
Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	10
Travaux de finition	5

La durée totale de la réalisation de la canalisation du réseau de distribution est de 145 jours.

VII.7.3. La station de pompage :

Les tâches de construction de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau VII-13 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage.

Opération	Durée (jours)
Décapage.	3
Excavation.	8
Coulage du béton de propreté.	2
Coulage du béton pour le radier.	12
Coulage du béton pour les demi poteau et voile	15
Coulage béton longrine inférieure.	5
Coulage béton poteaux	8
Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle.	40
Maçonnerie et finition générale.	25
Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

La durée totale de la réalisation de la station de pompage est de 125 jours.

VII.7.4. Réservoirs et bête d'aspiration :

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et la bête et leurs durées sont mentionnées dans les tableaux suivantes.

Tableau VII-14 : Temps de réalisation des opérations du réservoir.

Opération	Durée (jours)
Décapage.	1
Excavation.	3
Coulage du béton de propreté.	2
Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	20
Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	15
Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	10
Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	30
Remblayage et compactage.	3
Maçonnerie et finition générale.	10
Evacuation des débris et nettoyage	3

La durée totale de la réalisation du réservoir est de 97 jours.

Tableau VII-15 : Temps de réalisation des opérations de la bête.

Opération	Durée (jours)
Décapage	1
Exécution	3
Coulage du béton de propreté.	2
Coulage du béton armé du radier	12
Coulage béton armé du voile	10
Coulage du béton armé de la dalle	30
Maçonnerie et finition générale.	8
Evacuation des débris et nettoyage	3

La durée totale de la réalisation de la bête est de 69 jours.

La durée totale du projet s'élève à approximativement 479 jours soit 16 mois.

Remarque : On peut entamer la réalisation des opérations pour différents travaux en parallèle, donc le délai global de la réalisation de ce projet dépend des moyens humains et matériels qui seront mis à la disposition des chantiers.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté les travaux qui vont avoir lieu sur chantier avec les principaux engins utilisés pendant la réalisation.

L'estimation du coût du projet à travers l'évaluation des différentes tâches qui vont constituer ce projet à révéler un coût total de **295219814.2** DA et une durée de réalisation de 16mois.

Conclusion générale

Conclusion générale

A travers cette étude, nous avons dimensionnée le système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain POLE D'EXCELLENCE de la commune de BOUKHALFA. Notre étude a englobé tous les points qui touchent à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable.

On a commencé par étudier les caractéristiques de la zone d'étude et estimé ses besoins en eau à l'horizon d'étude saturation de la ville. Nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme sont de 27493.66 m³/j soit 318.22 l/s, sont satisfaits par rapport au débit journalier fournit par le champ de captage (forages).

En ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons projeté un réseau maillé avec type de matériau PEHD dont le dimensionnement est fait à l'aide du logiciel de simulation hydraulique EPANET. On a choisi des diamètres appropriés qui nous ont permis d'obtenir des pressions et des vitesses acceptables.

La nature du relief exige l'implantation d'une station de pompage pour refouler l'eau des forages vers l'ouvrages de stockage, un réservoir de capacité de 3000 m³ pour la distribution et la bache à eau de la station de pompage pour accumuler l'eau des forages avant le pompage.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons effectué une étude technico-économique qui a donné un diamètre de 600 mm (fonte).

Nous avons utilisé le catalogue numérique pour dimensionner notre station de pompage ainsi que ses différents équipements, afin de pomper le débit appelé dans des meilleures conditions.

Pour la protection des conduites contre les phénomènes transitoires, nous avons dimensionné un réservoir d'air comme moyen de protection contre le coup de bélier dans le cas d'adduction par refoulement de capacité de 2.6 m³.

Pour assurer une longévité et un bon fonctionnement, les conduites sont équipées de différents accessoires, et on a aussi défini à chacune, une pose adéquate à son emplacement dans le terrain.

Enfin nous souhaitons avoir fait un travail qui peut servir d'avant-projet à une étude détaillée afin de réaliser ce projet et assurer les besoins en eau de la population de la zone d'étude.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

Logiciels :

[1] Google Earth pro

[2] Epanet 2.0

Ouvrages généraux :

[1] SALAH. B « *Polycopier alimentation en eau potable* », Ecole nationale supérieur d'hydraulique, Blida, 1993.

[2] A.G.H.T.M. 1983. « *Les stations de pompage* », Paris : édition Technique et Documentation, 1983. p. 101.

[3] MEUNIER. M « *Les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression* », Ecole nationale du génie rural, des eaux, et des forêts, 1980.

[4] *Anonyme* : Catalogue technique des tubes polyéthylène (PE) et accessoires Chiali.

[5] CATALOGUE CAPRARI

Annexes

Annexe 1

Tableau de répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures (h)	Coefficients de répartition des débits horaires (%).				
	Moins de 10 000 Habitants	De 10 001 à 50 000 Habitants	De 50 001 à 100 000 Habitants	Plus de 100 000 Habitants	Agglomération De type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	05	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	4.2	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

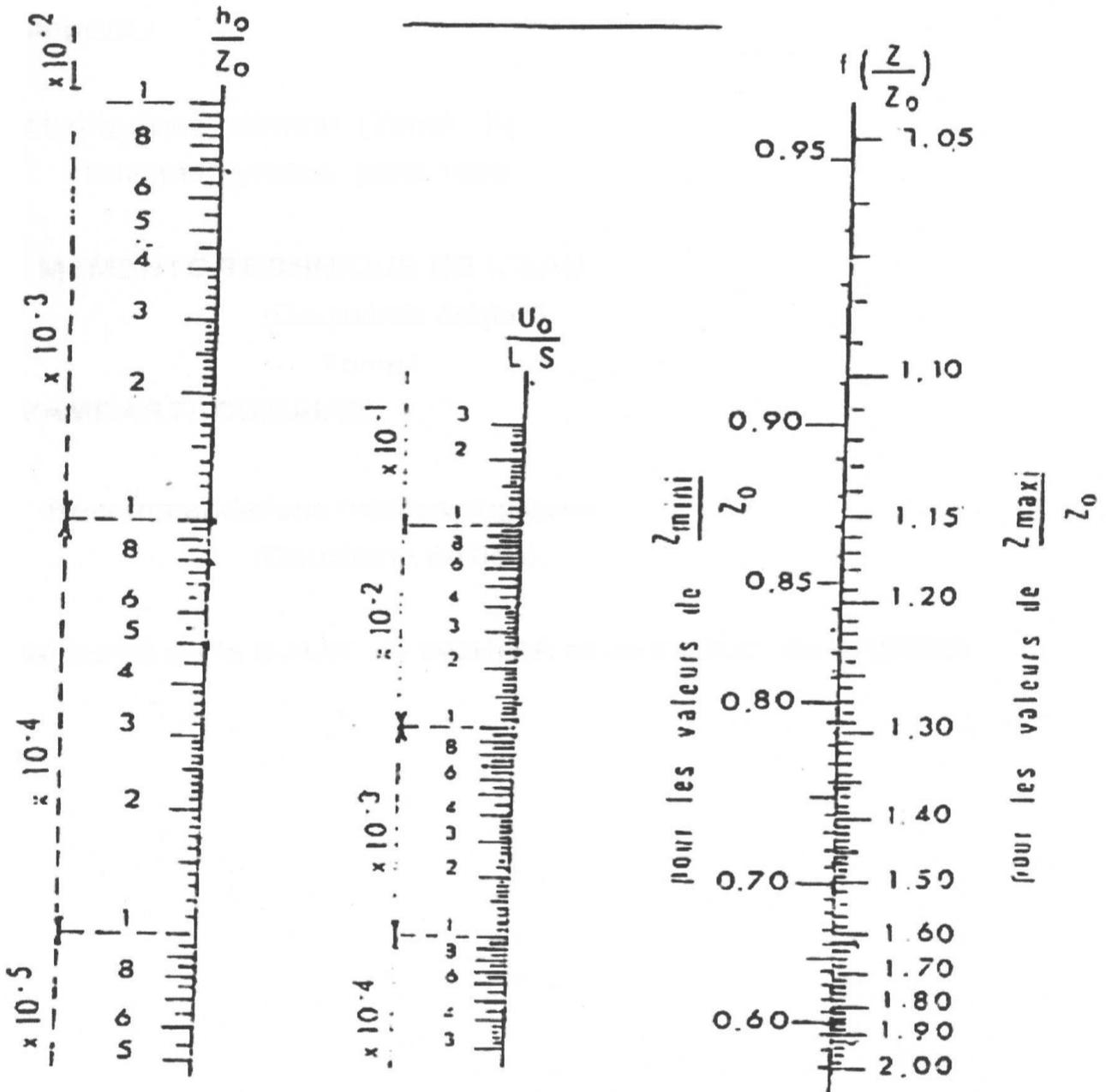


PLANCHE XXVII

Annexe 3

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
== ISO 9001 ==

PM 150/ 6 B	
Caractéristiques requises	
Débit	382 l/s
Hauteur de refoulement	136 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	4
Caractéristiques de la pompe	
Débit	97,7 l/s
Hauteur de refoulement	136 m
Puissance absorbée	174 kW
Rendement	75,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	213 m
Orif. de refoulement	150 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	200 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	2340 kg

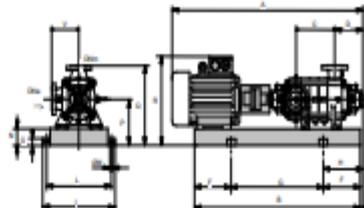
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement					UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

Dimensions mm

- A = 3067
- B = 2467
- C = 860
- D = 351
- DNa = 200
- DNm = 150
- E = 241
- F = 400
- G = 1667
- H = 641
- I = 870
- L = 820
- M = 20
- N = 160
- O = 42
- P = 475
- Q = 845
- R = 941
- V = 370



Annexe 4



Prix tube PEHD eau

Code	Designation Article	UM	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110030201	TUBE PEHD Ø 20 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	34.32	40.15
110030251	TUBE PEHD Ø 25 PN 10 EP. 2.0 mm	ML	43.78	51.23
110070321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN10 EP. 2.0 mm	ML	55.10	64.47
110070401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 10 EP. 2.4 mm	ML	83.50	97.69
110070501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN10 EP. 3.0 mm	ML	128.66	150.53
110070631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN10 EP. 3.8 mm	ML	203.83	238.48
110070751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 10 EP. 4.5 mm	ML	289.41	338.61
110070901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN10 EP. 5.4 mm	ML	381.88	446.80
110071101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN10 EP. 6.6 mm	ML	568.93	665.64
110071251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN10 EP. 7.4 mm	ML	721.36	843.99
110071601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN10 EP. 9.5 mm	ML	1 181.58	1 382.45
110072001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN10 EP. 11.9 mm	ML	1 848.65	2 162.92
110072501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN10 EP. 14.8 mm	ML	2 869.93	3 357.81
110073151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN10 EP. 18.7 mm	ML	4 322.93	5 057.83
110074001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN10 EP. 23.7 mm	ML	6 936.23	8 115.39
110075001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN10 EP. 29.7 mm	ML	10 783.03	12 616.15
110076301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN10 EP. 37.4 mm	ML	17 077.20	19 980.32

Code	Désignation Article	U M	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110080201	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 20 PN 16 EP. 2.0 mm	ML	33.19	38.83
110080251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 25 PN 16 EP. 2.3 mm	ML	48.78	57.07
110080321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN 16 EP. 3.0 mm	ML	79.23	92.71
110080401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 16 EP. 3.7 mm	ML	122.69	143.55
110080501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 16 EP. 4.6 mm	ML	190.29	222.64
110080631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	301.05	352.23
110080751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 16 EP. 6.8 mm	ML	423.18	495.12
110080901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	554.17	648.38
110081101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0 mm	ML	822.24	962.02
110081251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	1 048.61	1 226.87
110081601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	1 713.83	2 005.18
110082001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	2 691.35	3 148.88
110082501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	ML	4 163.97	4 871.85
110083151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN16 EP. 28.6 mm	ML	6 309.37	7 381.96
110084001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN16 EP. 36.3 mm	ML	10 192.06	11 924.71
110085001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 500 PN16 EP. 45.4 mm	ML	15 889.78	18 591.04
110086301	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 630 PN16 EP. 57.2 mm	ML	25 229.57	29 518.59