

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Dimensionnement de la station de surpression de la zone sud de la commune d'El Harrach (w. Alger) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0025-16

APA Citation ( APA توثيق ):

Toudja, Asma (2016). Dimensionnement de la station de surpression de la zone sud de la commune d'El Harrach (w. Alger)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

### **THEME DU PROJET :**

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE SURPRESSION  
DE LA ZONE SUD DE LA COMMUNE D'EL-HARRACH  
(W.ALGER)**

### **PRESENTE PAR :**

M<sup>elle</sup> : TOUDJA Asma

### **Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénom</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
M <sup>me</sup> : H.MEDDI	M.C.A	Présidente
M <sup>r</sup> : Y.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M <sup>r</sup> : A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
M <sup>r</sup> : Y.BOUNNAH	M.A.B	Examineur
M <sup>r</sup> : O.KHODJET-KESBA	M.C.A	Promoteur

**Septembre 2016**

# Dédicace

*A la suite de cette étape de ma vie j'aimerais porter une pensée et me rappeler de ces personnes qui ont partagé avec moi les bons moments de ma vie mais surtout les mauvais. Ces personnes qui m'ont aidé et soutenus sans conditions, qui m'ont aimé et crus en moi et à qui mon bonheur et ma joie reviennent de droit.*

*Je dédie ce modeste travail : Avant  
tout à mes chers parents Mohamed et Hafida, Qui m'ont soutenu,  
motivé et encouragé durant toutes ces années de formation.*

*A mes frères Sid Ali et Zakaria qui m'ont soutenu et aidé de manière  
tant physique que morale.*

*A mes chères tantes, mes cousines et mes cousins.*

*A tous mes amis sans exception et spécialement à  
T.AMINA, ROMYSSA, RYM, AFAF, MERIEM, CHAHRAZED,  
AMINA, IMENE, ZELMATI et ABDELLAH.*

# Remerciement

*Je remercie tout d'abord Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la chance et le courage pour réaliser ce travail.*

*Qu'il me soit permis de présenter mes vifs remerciements à Mr O.KHODJET-KESBA d'avoir accepté de m'encadrer lors du présent travail et les précieux conseils qu'il a bien voulu prodiguer pour cibler les aspects traités dans ce rapport technique.*

*Je remercie tout particulièrement mes parents et mes frères, pour leurs aides, pour leurs patiences, leurs soutiens moraux et leurs confiances le long de ma formation d'ingénieur d'Etat. Je les remercie très sincèrement, d'avoir tout fait pour que je réalise mon rêve de devenir ingénieur d'Etat en hydraulique.*

*Mes remerciements également à tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de l'ENSH, et mon respect aux membres de jury qui feront l'honneur d'apprécier mon travail.*

*Enfin, je ne saurais pas oublier de remercier tout mes amis qui m'ont été d'un soutien que ce soit moral ou matériel, et qui ont contribué de près ou de loin à m'aider.*

*Merci.*

## ملخص

ان الهدف من مشروعنا هذا هو تزويد البرنامج الجديد للإسكان "4642 مسكن" بالماء الشروب وتدعيم شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمنطقتي 3 كاف وكوريفة . تتطرق هذه الدراسة إلى تحديد أقطار شبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب للبرنامج الجديد المذكور و تحديد ابعاد محطة التدعيم وكذا إلى وضع وسيلة لحماية الأنابيب من ظاهرة انتقالية تدعى المطرقة المائية و إعداد منهجية لتطبيق المشروع ومختلف الإمكانيات المسخرة من اجل تنفيذه.

### Résumé :

Notre projet a pour but l'alimentation en eau potable du nouveau programme de logement 4642 lgts et le renforcement de l'alimentation en eau potable de 03 Caves et Kourifa. Cette étude consiste d'abord à dimensionner le réseau du nouveau programme de logement et la station de surpression puis mettre un dispositif de protection des conduites contre un phénomène transitoire dit : coup de bélier, enfin nous établissons la méthodologie de mise en œuvre du projet et les moyens déployés pour son exécution.

### Abstract:

The purpose of our project is to supply the new housing program and strengthening the drinking water supply of 03 Caves and Kourifa. This study consists in dimensioning the network distribution of the new housing program and the booster station, protect our conduits against the water hammer and implement methodology for the execution of the project.

# SOMMAIRE

## INTRODUCTION GENERALE

### CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION.....	1
I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE .....	1
I.2 SITUATION GEOLOGIQUE .....	1
I.3 SITUATION CLIMATIQUE .....	2
I-3-1. Pluviométrie .....	2
I-3-2. Température .....	3
I-3-3. Les vents .....	3
I.4 SITUATION HYDRAULIQUE.....	3
CONCLUSION .....	6

### CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

INTRODUCTION .....	7
II.1.ESTIMATION DES BESOINS EN EAU .....	7
II.1.1. ESTIMATION DE LA POPULATION .....	7
II.1.2. Evaluation Des Besoins En Eau Potable A L'horizon (2030).....	10
II.1.2.1. Consommation moyenne journalière .....	10
II.1.2.2. Consommation Maximale Journalière .....	13
II.1.2.2.1. Coefficient d'irrégularité maximum Journalier ( $K_{\max, J}$ ) .....	13
II.1.2.2.2. Coefficient d'irrégularité minimum Journalier ( $K_{\min, J}$ ).....	13
II.1.2.2.3. DEBIT MAXIMUM JOURNALIER .....	14
II.1.2.3. Détermination Des Consommations Horaires ....	14
II.1.2.3.1. Débit Moyen Horaire .....	14
II.1.2.3.2. Détermination Du Débit Maximum Horaire .....	14
II.1.2.3.3. Détermination Du Débit Minimum Horaire .....	15

II.1.2.4. Evaluation De La Consommation Horaire En Fonction Du Nombre d'habitant .....	16
CONCLUSION.....	17

## **Chapitre III : RESEAU DE DISTRIBUTION**

INTRODUCTION .....	18
III.1 Choix Du Matériau Des Conduites .....	18
III.2. Calcul De Réseau De Distribution .....	18
III. 2.1. Configuration Et Dimensionnement Du Réseau De Distribution Projeté Pour le programme de logement de 4642 lgts .....	18
III.2.1.1. Détermination Des Débits Du Réseau .....	18
III.2.1.1.1. Débit Spécifique .....	19
III.2.1.1.2. Débit En Route .....	19
III. 2.1.1.3. Débit Aux Nœuds .....	19
III.2.1.2. Répartition Arbitraire Des Débits .....	23
III.2.1.3. Simulation Par Le Logiciel EPANET.....	25
III.3.Les Accessoires D'un Système D'alimentation En Eau Potable .....	31
III.3.1. Type De Canalisation .....	31
III.3.2. Appareils Et Accessoires Du Réseau .....	31
III.3.2.1. Robinets Vannes .....	31
III.3.2.2. Bouches Ou Poteau D'incendie .....	31
III.3.2.3. Clapets .....	31
III.3.2.4. Ventouses .....	31
III.3.2.5. Robinets De Vidange .....	31
III.3.2.6. Bouche D'arrosage .....	31

IV.3.2.7. Réducteur De Pression .....	31
III.3.2.8. Pièces Spéciales De Raccord .....	31
CONCLUSION .....	32

## **Chapitre IV : DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES DE LA STATION DE SURPRESSION**

INTRODUCTION.....	33
IV.1 Présentation de la station de surpression .....	33
IV.2 fonction des différents organes .....	33
IV.3 principe de fonctionnement de la régulation :.....	33
IV.4 dimensionnement de la station .....	34
IV.4.1 Calcul de la Hauteur Manométrique Totale HMT :.....	34
IV.4.2 choix des pompes :.....	36
IV.4.2.1 définition :.....	36
IV.4.2.2 Les critères de choix du type de pompe :.....	36
IV.4.2.3. Couplage des pompes :.....	36
IV.4.2.4. Choix du nombre de pompes :.....	36
IV.4.2.5. Les courbes caractéristiques de la pompe choisie :.....	39
IV.4.3.Modulation de la vitesse :.....	42
IV.5. Etude de la cavitation :.....	46
IV.6 dimensionnement du ballon de surpression :.....	49
IV.6.1 Définition:.....	49
IV.6.2 L'emplacement du ballon de surpression :.....	49
IV.6.3 Dimensionnement du ballon de surpression :.....	50
IV.6.3.1 Le volume du ballon de surpression .....	51
IV.6.3.2 L'utilisation des lois de similitude pour la réduction du volume du ballon de surpression :.....	52
IV.7. bâtiment de la station de pompage :.....	54
IV.7.1. choix du type du bâtiment :.....	54
IV.7.2. Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage.....	56
CONCLUSION.....	56

## **Chapitre V : PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER**

INTRODUCTION .....	57
V.1 Généralité :.....	58



V.2 Interprétation physique du coup de bélier:.....	58
V. 3 Règles divers pour la protection contre le coup de bélier :.....	59
V.4 Moyen de protection contre le coup de bélier .....	60
V.5 Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier :.....	65
V.6 Dimensionnement du réservoir d'air:.....	65
CONCLUSION.....	68

## **Chapitre VI : POSE DE CANALISATION**

INTRODUCTION :.....	69
VI.1. Pose de canalisation :.....	69
VI.1.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire .....	69
VI.1.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain .....	69
VI.1.2.1. Cas d'un terrain peu consistant .....	69
VI.1.2.2. Cas d'un terrain agressif.....	70
VI.1.2.3. Pose de canalisation en galerie .....	70
VI.1.2.4. Traversée d'une rivière.....	71
VI.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain .....	71
VI.3. Nivellement de la plate-forme de pose .....	71
VI.4. Décapage de la couche de terre végétale .....	71
VI.5. Excavation des tranchées .....	72
VI.5.1. La profondeur (Htr) .....	72
VI.5.2. La largeur de la tranchée .....	72
VI.5.3. Choix du coefficient du talus .....	72
VI.6. Le volume des déblais .....	73
VI.6.1. Volume à excaver .....	73
VI.7. Le volume des remblais.....	74
VI.8. Evaluation du projet .....	76
CONCLUSION.....	77
<b>CONCLUSION GENERAL</b>	

**LISTE DES TABLEAUX**  
**CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

Tableau I.1 : Précipitation maximale mensuelles ..... 3  
 Tableau I.2 : Température mensuelles .....3  
 Tableau I.3 : les vitesses du vent au cours de l'année .....3

**CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

Tableau II.1 : Population par district (en 2008).....7  
 Tableau II.2 : Estimation de l'évolution de la population par district.....8  
 Tableau II.3 : Estimation de l'évolution de la population totale .....8  
 Tableau II.4 : Calcul du débit moyen des équipements projetés (2030).....10  
 Tableau II.5: Récapitulation des besoins en eau potables à l'horizon d'étude (2030).....11  
 Tableau II.6:  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants.....13  
 Tableau II.7: Variation du coefficient  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitant ..... 13  
 Tableau II.8: Résultats de calculs des différents débits.....14  
 Tableau II.9 : Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant .....14  
 Tableau II.9 : Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant ( suite du tableau) ..... 15  
 Tableau II.10: Détermination du débit maximum horaire.....15  
 Tableau II.10: Détermination du débit maximum horaire (suite du tableau).....16

**CHAPITRE III : RESEAU DE DISTRIBUTION**

Tableau III.1 : Calcul Des Débits Nodaux.....20  
 Tableau III.1 : Calcul Des Débits Nodaux (suite De Tableau).....21  
 Tableau III.2 : Calcul Des Débits Nodaux.....22  
 Tableau III.2 : Calcul Des Débits Nodaux (suite De Tableau).....23  
 Tableau III.3 : Calcul Des Diamètres Et Des Vitesses.....24

Tableau III.3 : Calcul Des Diamètres Et Des Vitesses (suite De Tableau).....	25
Tableau III.4: Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques.....	26
Tableau III.4: Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques (Suite De Tableau).....	27
Tableau III.5: résultat au niveau des nœuds.....	27
Tableau III.5: résultat au niveau des nœuds (Suite De Tableau).....	28

## **CHAPITRE IV : DETERMINATION DES CARACTERISTIQUE DE LA STATIONDE SURPRESSION**

Tableau IV.1 : calcul de a HMT en fonction de débit.....	34
Tableau IV.1 : calcul de a HMT en fonction de débit (suite du tableau).....	35
Tableau IV.2 : représente la variation de pression à la sortie des pompes et au point de contrôle.....	42
Tableau IV.2 : la variation de pression à la sortie des pompes et au point de control (suite de tableau).....	43
Tableau IV.3 : variation de pression à la sortie des pompes et au point de control pour le 2 <sup>ème</sup> cas.....	44
Tableau IV.3 : variation de pression à la sortie des pompes et au point de control pour le 2 <sup>ème</sup> cas (suite du tableau).....	45
Tableau IV.4 : Tableau représentatif de la tension de vapeur Hv pour une température donnée.....	47
Tableau IV.5 : la hauteur de refoulement dans le cas normal et après similitude en fonction du débit Q.....	53

## **CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITE CONTRE LE COUP DE BELIER**

Tableau V.1: les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier.....	63
Tableau V.1: les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier ( suite du tableau).....	64
Tableau V.2: Valeurs du coefficient K .....	66

## CHAPITRE VI : POSE DE CANALISATION

Tableau VI.1 : Choix du coefficient du talus.....	73
Tableau VI.2 : Calcul du volume du déblai.....	74
Tableau VI.3 : Calcul du volume du remblai.....	75
Tableau VI.4 : Devis estimatif de l'établissement du projet.....	76
Tableau VI.5 : Devis estimatif global.....	77

## LISTES DES FIGURES

### **CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

Figure I.1: La position de la commune d'El-Harrach dans la carte administrative d'Algérie.....	1
Figure I.2 : la carte pluviométrique établie par l'agence nationale des ressources hydrauliques.....	2
Figure I.3 : Plan de situation de l'étage Hassen Badi 55.....	4
Figure I.4 : schéma général du système d'alimentation .....	5

### **CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU**

Figure II.1 : Evaluation de la population pour différent horizon.....	9
Figure II.2 : L'histogramme de consommation pour l'année 2030.....	16
Figure II.3: La courbe intégrale de la consommation pour l'année 2030.....	17

### **CHAPITRE III : RESEAU DE DISTRIBUTION**

Figure III.1: Débit et pression pour le cas de (pointe).....	28
Figure III.2: vitesse et pression pour le cas de (pointe).....	29
Figure III.3: Débit et pression pour le cas de (pointe+incendie).....	29
Figure III.4: Vitesse et pression pour le cas de (pointe+incendie).....	30

### **CHAPITRE IV : DETERMINATION DES CARACTERISTIQUE DE LA STATIONNE SURPRESSION**

Figure IV.1 : la variation de la HMT en fonction du débit.....	35
Figure IV.2: Schéma des dimensions géométriques de la pompe choisie.....	38

Figure VI.3: Schéma des dimensions géométriques de la pompe de secours.....	38
Figure IV.4 : Courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit Q.....	39
Figure IV.5 : Courbe du rendement en fonction du débit Q.....	40
Figure IV.6 : Courbe de la puissance à l'arbre en fonction du débit Q.....	40
Figure IV.7 : Courbe de NPSHr en fonction du débit Q.....	40
Figure IV.8 : Courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit Q.....	41
Figure IV.9 : Courbe de NPSHr en fonction du débit Q.....	41
Figure IV.10: Courbe du rendement en fonction du débit Q.....	41
Figure IV.11: Courbe de la puissance à l'arbre en fonction du débit Q.....	42
Figure IV.12 : la variation de la pression à la sortie des pompes et au point de contrôle en fonction du débit pour la 1 <sup>ère</sup> variante.....	44
Figure IV.13 : la variation de la pression à la sortie des pompes et au point de contrôle en fonction du débit pour la 2 <sup>ème</sup> variante.....	45
Figure IV.14 : Fonctionnement de la pompe en aspiration.....	47
Figure IV.15 : Fonctionnement de la pompe en aspiration.....	48
Figure IV.16: Ballon de surpression.....	49
Figure IV.19 réservoir à coussin.....	50
Figure IV.20 : réservoir a vessie.....	50
Figure IV.20 Schéma de fonctionnement d'un ballon de surpression.....	51
Figure IV.21 : Courbe de la hauteur de refoulement dans le cas normal et après similitude en fonction du débit Q.....	53

## **CHAPITRE V : PROTECTION DES CONDUITE CONTRE LE COUP DE BELIER**

Figure V.1: Soupape de décharge type LEZIER.....	61
Figure V.2 : Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	62
Figure V. 3: Réservoir d'air .....	63
Figure V.4: le graphe obtenu après simulation.....	67
Figure V. 5 : le graphe obtenu après la simulation .....	67
Figure V.6 : Schéma d'installation du réservoir d'air.....	68

## **CHAPITRE VI : POSE DE CANALISATION**

Figure VI .1: Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	70
Figure VI.2 : Pose de canalisation en galerie. ....	70
Figure VI.3 : Traversée d'une rivière .....	71
Figure VI .4: Pose de conduite en tranché dans un terrain ordinaire .....	73

## **LISTE DES PLANCHES**

**Planche N°1:** Profil en long de la conduite principale Kourifa W.ALGER.

**Planche N°2:** Tracé en plan de la conduite de Kourifa W.ALGER.

**Planche N°3:** Plan de la station de surpression d'EL Harrach W.ALGER.

**Planche N°4:** Tracé du réseau projeté de Kourifa W.ALGER.



# INTRODUCTION GENERALE

Pour beaucoup de peuples, l'eau est synonyme de vie et de fécondité. Sur terre, les 97.5 % de l'eau sont salés et se trouvent dans les océans. Seuls 2.5 % sont de l'eau douce.

Sur cette quantité d'eau 68.7 % se trouvent dans les glaciers, 30.1 % dans les nappes phréatiques, 0.8 % dans le permafrost et 0.4 % en surface et dans l'atmosphère, au final, moins de 1 % de l'eau sur terre est de l'eau douce et liquide.

L'eau étant toujours une ressource extraordinaire, nous ne nous rendons pas compte de l'importance qu'elle revêt jusqu'au jour où elle vient à manquer, que ce soit pour nos besoins quotidiens, l'exploitation industrielle ou en des lieux où la sécheresse sévit. Alors qu'on la gaspille dans les pays occidentaux, ailleurs, elle peut s'avérer plus précieuse que l'or ou le pétrole

Au temps présent, l'état Algérien a fait de la protection et de la restauration de la quantité et de la qualité des ressources en eau, une préoccupation majeure afin de parvenir à un bon état d'approvisionnement et de faire face au problème d'insuffisance d'eau, et de demande croissante. En raison de la balance déficitaire qui particularise l'état Algérien et qui se base essentiellement sur la réserve atmosphérique, et devant une telle situation de surexploitation des nappes et de mal répartition des eaux de précipitation.

Dans ce mémoire de fin d'études, nous allons présenter l'étude de dimensionnement de la station de surpression d'El Harrach sud qui va alimenter le nouveau programme de logement 4642 lgts et aussi pour régler le problème de pression dans 3 Caves et Kourifa.

Cette étude comportera quatre phases définies comme suit :

- Une présentation de la zone d'étude qui consiste en la collecte des données nécessaires pour avoir une bonne connaissance de l'aire d'étude.
- Calcul des besoins en eau de l'agglomération ainsi sa consommation moyenne journalière.
- Nous avons fait une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer des diamètres adéquats pour le dimensionnement de réseau de distribution.
- Détermination des caractéristiques de la station de surpression.
- détermination du volume d'air d'un anti bélier.
- pose de canalisation et le calcul de devis estimatif de notre projet.

**PRESENTATION**  
**DE**  
**LA ZONE D'ETUDE**

## INTRODUCTION

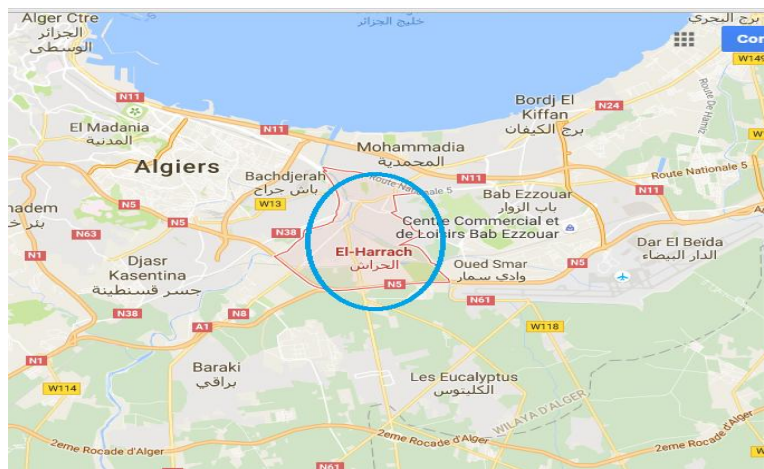
La description de la situation de la zone d'étude, nous permet d'assurer une bonne prise en charge et, de mener à bien notre travail. Pour cela, on la fait de point de vue géographique, géologique, climatique, et hydraulique.

### I.1-SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La commune d'El-Harrach se situe à environ 14 km à l'Est d'Alger, elle est limitée:

- Au Nord par Mohammadia
- Au Sud par Les Eucalyptus
- A l'Ouest par Bachdjerrah
- A l'Est par Oued Smar et Bab Ezzouar
- 

La figure ci-après, montre le positionnement de notre zone d'étude.



Source (Wikipédia)

**Figure I.1:** La position de la commune d'El-Harrach dans la carte administrative d'Algérie

### I.2 SITUATION GEOLOGIQUE :

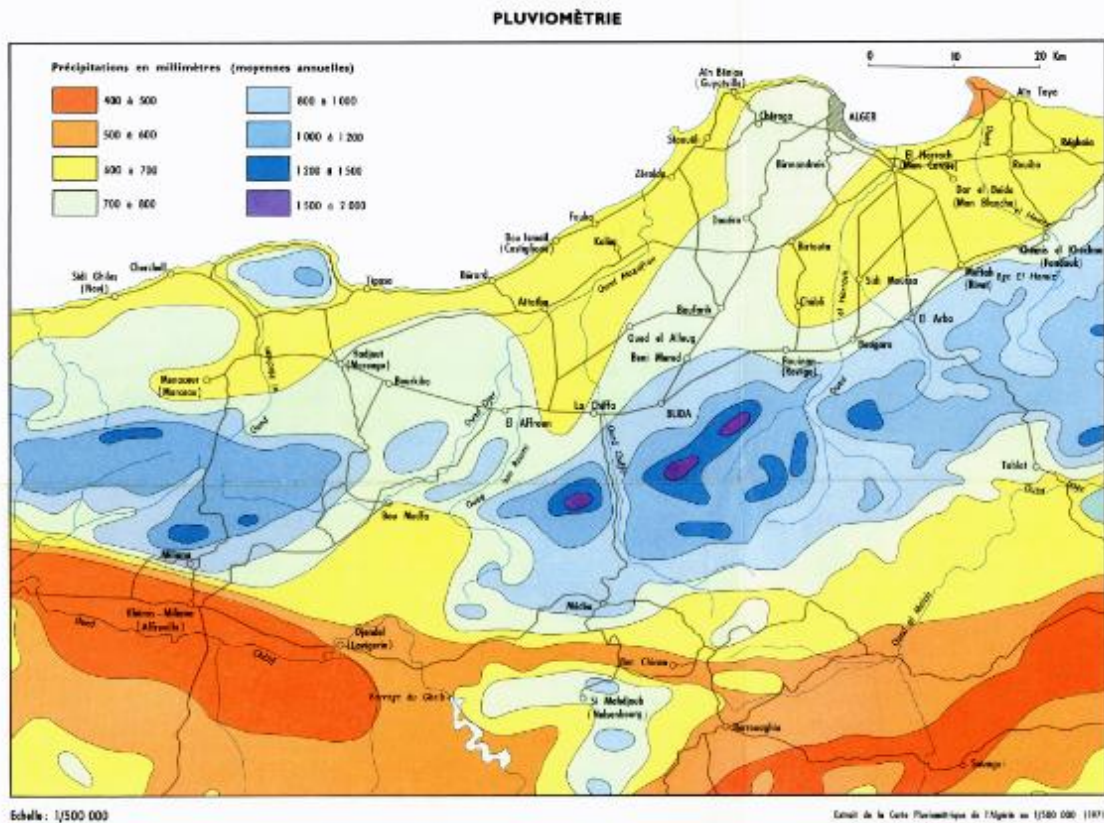
El-Harrach est bâtie sur les contreforts des collines du Sahel algérois, et elle est située dans la plaine de la MITIDJA. Cette dernière est une vaste plaine d'Algérie du Nord qui couvre une superficie de 1300Km<sup>2</sup> ; soit 100Km de longueur et une largeur variant entre 8 et 18 Km, avec une altitude de 100m en moyenne, et repose sur des épaisses des formations des roches sédimentaires, l'application des mesures parasismiques est prise en compte dans les futures constructions.

**I.3 SITUATION CLIMATIQUE :**

La commune d'El-Harrach bénéficie d'un climat méditerranéen et subit par sa situation géographique l'influence de la mer. Elle est connue par ses longs étés chauds et secs et les hivers sont doux et humides

**I-3-1. Pluviométrie :**

A l'échelle du bassin versant, la lame d'eau moyenne annuelle précipitée est égale à 600-700 comme le montre l'extrait de la carte pluviométrique établie par l'agence nationale des ressources hydrauliques



(Source ANRH-Alger 2008)

Figure I.2 : la carte pluviométrique établie par l'agence nationale des ressources hydrauliques

Tableau I.1 : Précipitation maximale mensuelles

mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juillet	août
Pmaxj (mm)	9,6	9,8	66,6	22,9	13,5	49,3	31,1	59,3	8,5	0,8	0	39,1

(Source ANRH-Alger 2008)

L'analyse de tableau nous permet de tirer les conclusions suivantes :

- Les précipitations ne sont pas réparties uniformément au cours de l'année.
- Les mois juin et juillet accusent une très faible pluviométrie par contre au maximum très accusé entre les mois de novembre, février et avril.

### I-3-2. Température :

A cause que notre région d'étude est située dans une plaine, la bonification des effets de la mer méditerranée est moins bonne. Les températures estivales sont plus élevées, il fait généralement chaud surtout de la mi-juillet à la mi-août. Elle est à l'environ de 30°C au maximum, et à l'environ de 6°C au minimum. Avec une température moyenne annuelle de 18°C.

**Tableau I.2 :** Température mensuelles

mois	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct	nov	déc
Température min.moy (°C)	7	8	9	9	12	15	17	19	14	11	6	7
Température max.moy (°C)	16	17	18	20	23	26	27	29	26	23	16	16

(Source ANRH-Alger 2008)

### I-3-3. Les vents :

Les vents locaux sont prédominant Ouest et Nord-Ouest avec quelques vents nord-est. Le maximum de force des vents se situe au cours de l'hiver et le minimum à la fin de l'été. Les vents adoucissent le climat durant la saison chaude.

**Tableau I.3 :** les vitesses du vent au cours de l'année

mois	sep	oct	nov	déc	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	août
V (m/s)	2,5	2,3	2,5	3,7	3,0	3,1	2,9	3,1	2,8	3,0	3,2	3,1

(Source ANRH-Alger 2008)

#### **I.4 SITUATION HYDRAULIQUE :**

L'alimentation en eau potable de la région concernée actuellement se fait par le château d'eau Hassen Badi qui appartient à la zone de distribution d'Alger Est.

L'étage Hassen Badi 55 est mis en charge à partir de deux réservoirs au sol dont les caractéristiques sont les suivantes  $V = 2000+1500 \text{ m}^3$ ,  $CR = 51,5 \text{ m}$ ,  $CTP = 55,00 \text{ m}$ . Ces réservoirs sont alimentés à partir du complexe Bordj El Kiffan Ouest via une conduite de diamètre 500 en fonte .

L'alimentation a partir de L'étage Hassen Badi 55 est composée en deux partie :

Partie basse : est alimentée a partir du réservoir Hassen Badi55 avec  $CTP=54,27\text{m}$ , il alimente notre zone d'étude.

Partie haute : est alimentée a partir du château d'eau Hassen Badi85 avec  $CTP=85\text{m}$ , il alimente la région de Belfort .

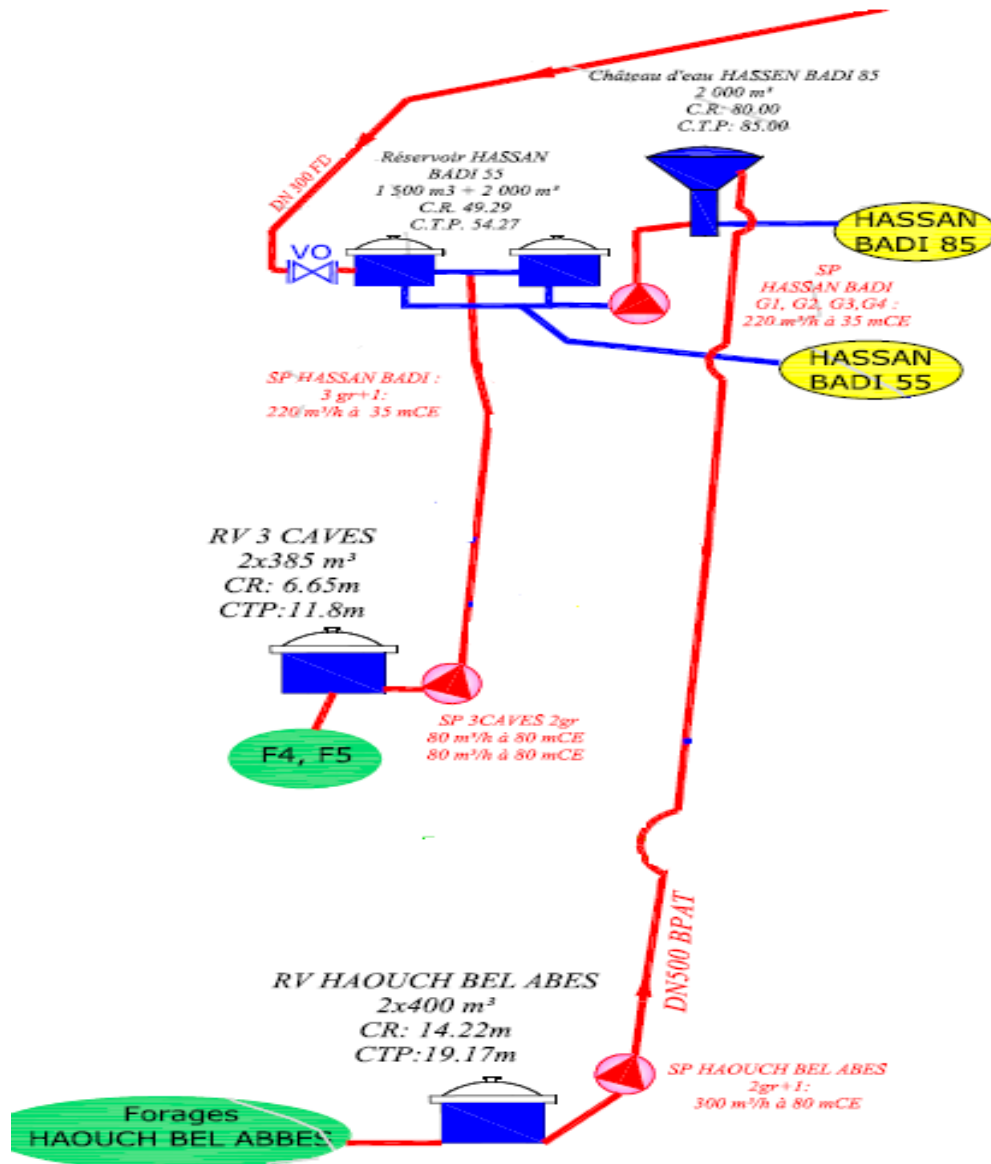


Figure I.4 : schéma général du système d'alimentation

### PROBLEMATIQUES :

Les problématiques caractérisant la zone d'étude bénéficières du projet sont les suivantes :

- Augmentation remarquable de la population.
- La capacité de transit de la conduite existante oblige un renforcement.
- L'impossibilité de satisfaire l'alimentation du réservoir Hassen Badi55.
- Perturbation
- de demande et de pression au niveau du réseau.

**CONCLUSION**

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les données de base de la zone concernée de point de vue géologie climatologique, ainsi que la situation hydraulique.

Ces données nous serviront pour entamer notre étude et nous aideront à garantir une meilleure projection du nouveau système d'alimentation en eau potable ainsi dans le dimensionnement de la station de surpression.



**ESTIMATION  
DES  
BESOINS EN EAU**

**Introduction :**

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

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

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation vise la satisfaction d'un niveau sanitaire générale.

**II.1.ESTIMATION DES BESOINS EN EAU :****II.1.1. ESTIMATION DE LA POPULATION :**

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement démographique et à l'élévation du niveau de vie.

Donc l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons

Dans notre zone d'étude on a 2 sites :

1. Programme de logement 4642 lgts avec une occupation de 7 personnes par logement ;
2. Localité de 03 caves et kourifa par district.

**Tableau II.1 :** Population par district (en 2008)

<b>Distinct</b>	<b>Population (hab)</b>
13_33	1101
13_34	955
13_45	767
13_47	853
13_48	916
13_49	865
13_50	754
13_51	999
13_52	835
Total	8044

(Voir RGPH2008)

Les besoin en eau de la ville seront évalués à l’horizon 2030 pour ce faire, nous aurons besoin de déterminer la population à cet horizon.

Plusieurs méthodes donnent des relations plus ou moins approximatives selon les caractéristiques de la ville considérée.

Dans notre cas nous avons opté pour la méthode dite à taux de croissance géométrique qui stipule que la croissance est directement proportionnelle à la population actuelle soit :

$$P = P_0 (1 + \tau)^n \dots\dots\dots (II-1)$$

Où :

P : population future à l’horizon considéré ;

P<sub>0</sub> : Population à l’année de référence 2008 ;

τ : taux d’accroissement annuel de la population en % τ=2,5%.

n : nombre d’année séparant l’année de référence à l’horizon considéré n=22 ans.

L’évolution de la population par district est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau II.2** : Estimation de l’évolution de la population par district.

Distinct	Population (hab) 2008	Population (hab) 2030
13_33	1101	1896
13_34	955	1645
13_45	767	1321
13_47	853	1469
13_48	916	1577
13_49	865	1490
13_50	754	1299
13_51	999	1720
13_52	835	1438
Total	8044	13855

Le tableau II.3 présente le nombre d’habitant pour les différents horizons

**Tableau II.3** : Estimation de l’évolution de la population totale :

Localité	Nombre d’habitants (2008)	Nombre d’habitants (2030)
Programme de logement 4642 lgts	/	32494
Localité de 03 caves et kourifa	8044	13855
Total	8044	46349

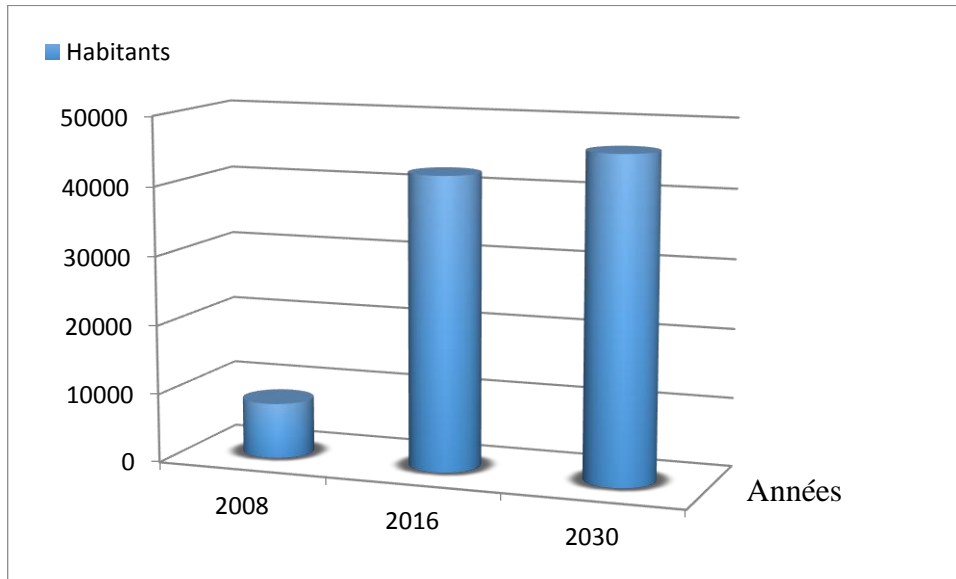


Figure II.1 : Evaluation de la population pour différent horizon.

**II.1.2. Evaluation Des Besoins En Eau Potable A L’horizon (2030):**

L’évaluation de la quantité d’eau ne peut se faire avec grande certitude, chaque catégorie de besoins dépend de nombreux paramètres, dont l’évolution dans le temps est variable et change d’une agglomération à l’autre. Les besoins en eau nécessaire dépendent aussi des habitudes de la population, du type de l’agglomération, du degré d’équipement et de la catégorie du consommateur.

**II.1.2.1. Consommation moyenne journalière :**

La consommation moyenne journalière est exprimée en mètre cube par jour et donnée par la relation suivante :

$$\text{Avec : } Q_{moyj} = \frac{(Q_i \times N_i)}{1000} \text{ en } [m^3/j] \dots\dots\dots (II-2)$$

- $Q_{moy,j}$  : consommation moyenne journalière en m<sup>3</sup>/j.
- $Q_i$  : dotation moyenne journalière en l/j/hab.
- $N_i$  : nombre de consommateurs.

Vu l’urbanisation, le niveau de vie de la zone d’étude, il est préférable de se pencher sur les différentes catégories des besoins tels que :

**1/Besoins Domestiques :** En se basant sur les tendances et les recommandations internationales.

Pour le cas de notre projet, le calcul des besoins domestiques à l'état actuel se fera à la base d'une dotation de **150 l/j/h**.

**2/Besoins Des Equipements Publics :** Ils englobent les différents services suivants (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, socioculturels ..... ) et le choix de la dotation varié selon la catégorie.

**3/Besoins D'arrosages :** La dotation pour l'arrosage des jardins publics et des rues est fixée de 06 l/m<sup>2</sup> sur une durée de 04 heures.

**Tableau II.4 :** Calcul du débit moyen des équipements projetés (2030).

catégories de consommateurs	Type de Besoins	Equipements	Unité de Base	Nombre	dotation	Q <sub>moy,j</sub> (m <sup>3</sup> /j)
					(l/j/unité)	
<b>Domestique</b>	<b>Domestique</b>		Hab	46349	150	6952,35
<b>équipement publics</b>	<b>Scolaire</b>	02 Ecoles primaires	Elève	4800	15	144
		02 C.E.M	Elève	4000	15	120
		02 Lycées	Elève	2800	15	84
		03 Crèches	enfant	150	15	6,75
	<b>Administratif</b>	APC	employé	50	15	0,75
		P.T.T	employé	30	15	0,45
		Sûreté urbaine	agent	20	25	0,5
		Gendarmerie	employé	40	150	6
		Protection civil	unité	1	25000	25
	<b>Sanitaires</b>	Polyclinique	Patient	100	20	2
		Centre de santé	Patient	50	25	1,25
	<b>Socioculturels</b>	02 Mosquée	Fidèle	2100	20	84
		Salle omnisport	Personne	2000	10	20
		air de jeux	m <sup>2</sup>	5454	5	27,27
	<b>Commerciaux</b>	Restaurant	Repas	5512	30	165,36
		Boulangerie	Unité	20	500	10
		Boutique	m <sup>2</sup>	2350	3	7,05
		Marché	m <sup>2</sup>	1000	5	5
		Boucherie	Unité	25	50	1,25
		Douche publique	Unité	4	28000	112
		Toilette publique	Unité	5	14	0,07
		Cafés	Client	2100	10	21
	<b>Arrosages</b>	<b>Industrie</b>	Décharge Oued semmar	/	/	/
Jardins publiques	m <sup>2</sup>		7000	6	42	

(Source : A.P.C)

**Tableau II. 5:** Récapitulation des besoins en eau potables à l'horizon d'étude (2030).

Catégorie des besoins	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	6952,35
Administratif	32,7
Scolaires	354,75
Sanitaires	3,25
socioculturels	131,27
Commerciaux	321,73
industrie	1200
Arrosage	42
<b>Total</b>	<b>9038,054</b>

### II.1.2.2. Consommation Maximale Journalière :

#### II.1.2.2.1. Coefficient D'irrégularité Maximum Journalier ( $K_{max, J}$ ) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport

$$K_{max j} = \frac{Q_{max j}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots (II-3)$$

Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier. Il varie entre 1,1 et 1,3. et consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

Dans notre projet on prend :  $K_{max, j}=1,2$ .

#### II.1.2.2.2. Coefficient D'irrégularité Minimum Journalier ( $K_{min, J}$ ):

Il est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min j} = \frac{Q_{min j}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots (II - 4)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation avec  $K_{\min, j}$  varie entre 0,7 et 0,9.

### II.1.2.2.3. Débit Maximum Journalier:

Ce débit relatif au jour de la plus grande consommation pendant l'année et il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner toute la chaîne de distribution. Il est donné par :

$$Q_{\max, j} = K_{\max, j} \times Q_{\text{moy}, j} \text{ (m}^3/\text{j)} \dots \dots \dots \text{(II-5)}$$

Avec :

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

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

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

Le calcul de débit maximum journalier est représenté dans le tableau II.8

### II.1.2.3. Détermination Des Consommations Horaires :

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

#### II.1.2.3.1. Débit Moyen Horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy}, h} = \frac{Q_{\max, j}}{24} \text{ (m}^3/\text{h)} \dots \dots \dots \text{(II-6)}$$

Avec :

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

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

#### II.1.2.3.2. Détermination Du Débit Maximum Horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\max, h} = K_{\max, h} \times Q_{\text{moy}, h} \text{ (m}^3/\text{h)} \dots \dots \dots \text{(II-7)}$$

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

$K_{max,h}$  : Coefficient d'irrégularité maximale horaire. Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \dots\dots\dots(II-8)$$

$\alpha_{max}$  : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend :

$$\alpha_{max} = 1,3$$

$\beta_{max}$  : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II-5 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

**Tableau II.6:**  $\beta_{max}$  en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
$\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,10

Dans notre cas:  $\beta_{max} = 1,14$

D'où la valeur de  $K_{max,h}$  sera :  $K_{max,h} = 1,3 \times 1,14 \Rightarrow K_{max,h} = 1,5$

**I.1.2.3.1. Détermination Du Débit Minimum Horaire :**

Le débit minimum horaire qui correspond au coefficient minimum horaire peut être également déterminé graphiquement ou analytiquement.

Ce coefficient peut être décomposé à son tour, en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération à savoir :

- Un coefficient  $\alpha_{min}$  tenant compte du régime de travail des entreprises et industries, du degré de confort des habitants et de leurs habitudes. Il varie de 0,4 à 0,6.
- Un coefficient  $\beta_{min}$  étroitement lié à l'accroissement de la population.

On peut donc écrire :

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

**Tableau II.7:** Variation du coefficient  $\beta_{min}$  en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
$\beta_{min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83

Pour notre cas on prend :  $\alpha_{min} = 0,5$  et  $\beta_{min} = 0,6$

Alors :  $K_{min,h} = 0,5 * 0,6 \Rightarrow K_{min,h} = 0,3$

Le tableau présenté ci-après nous donne la récapitulation de calcul des différents débits :



Tableau II.8: Résultats de calculs des différents débits.

Catégorie des besoins	Q <sub>moyj</sub> (m <sup>3</sup> /j)	K <sub>maxj</sub>	Q <sub>maxj</sub> (m <sup>3</sup> /j)
Domestiques	6952,35	1,2	8342,82
public	843,7	1,2	1012,44
industriel	1200	1,1	1320
arrosage	42	1,1	46,2
total	9038,05		10721,46

#### II.1.2.4. Evaluation De La Consommation Horaire En Fonction Du Nombre D'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Heures	Nombre d'habitants				Agg.de type rural
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	
00-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	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	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5

**Tableau II.9:** Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant (suite du tableau)

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	Agg.de type rural
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-00	1	1.5	3.3	3.7	1
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>

Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).

Le nombre d'habitant est compris entre 10001 à 50000 hab, la durée d'arrosage pendant la journée est prévue pour quatre (04) heures et pour l'industrie (06) heures donc la variation horaire de débit sera comme suit :

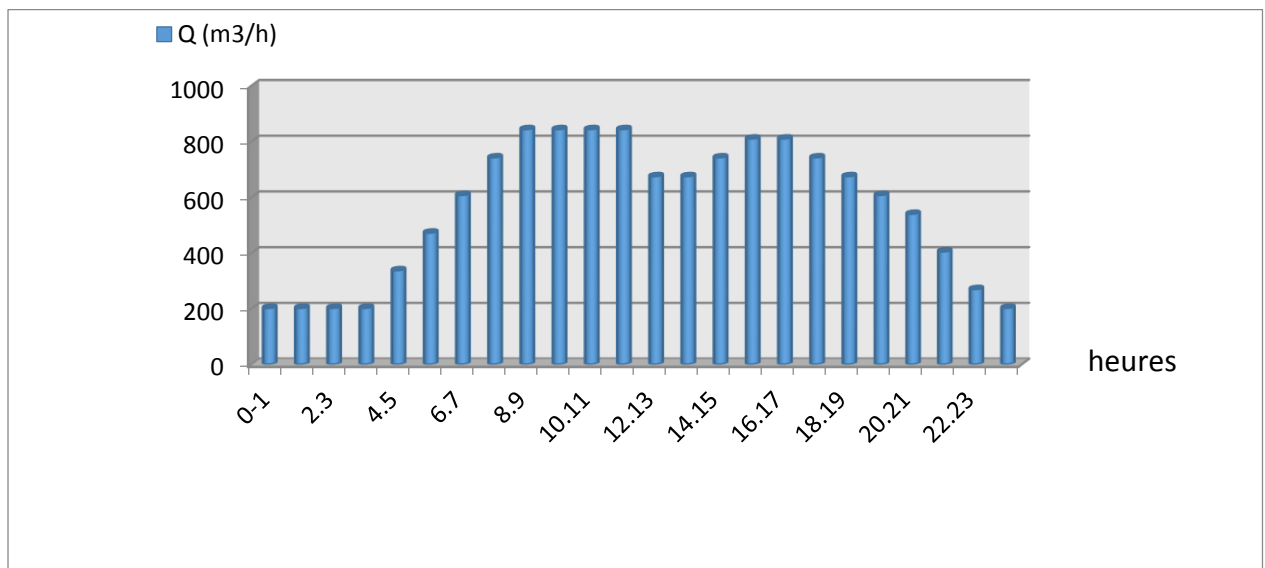
**Tableau II.10:** Détermination du débit maximum horaire

Heures	agglomération		Arrosage		Industrie		Qmax j		courbe integrale %
	%	Q (m3/h)	%	Q(m3/h)	%	Q(m3/h)	%	Qt(m3/h)	
0-1	1,50	184,569	0,00	0,000	0,00	0,000	1,41	190,621	1,50
1.2	1,50	184,569	0,00	0,000	0,00	0,000	1,41	190,621	2,91
2.3	1,50	184,569	0,00	0,000	0,00	0,000	1,41	190,621	4,31
3.4	1,50	184,569	0,00	0,000	0,00	0,000	1,41	190,621	5,72
4.5	2,50	307,615	0,00	0,000	0,00	0,000	2,35	317,701	8,07
5.6	3,50	430,660	0,00	0,000	0,00	0,000	3,28	444,782	11,35
6.7	4,50	553,706	0,00	0,000	0,00	0,000	4,22	571,862	15,57
7.8	5,50	676,752	0,00	0,000	0,00	0,000	5,16	698,943	20,73
8.9	6,25	769,036	25,00	10,500	12,50	150,000	6,65	901,102	27,38
9.10	6,25	769,036	25,00	10,500	12,50	150,000	6,65	901,102	34,03
10.11	6,25	769,036	0,00	0,000	12,50	150,000	6,62	897,038	40,66
11.12	6,25	769,036	0,00	0,000	12,50	150,000	6,62	897,038	47,28
12.13	5,00	615,229	0,00	0,000	0,00	0,000	4,69	635,402	51,97
13.14	5,00	615,229	0,00	0,000	12,50	150,000	5,45	738,187	57,42
14.15	5,50	676,752	0,00	0,000	12,50	150,000	5,92	801,727	63,34
15.16	6,00	738,275	0,00	0,000	12,50	150,000	6,39	865,268	69,72
16.17	6,00	738,275	25,00	10,500	12,50	150,000	6,42	869,332	76,14
17.18	5,50	676,752	25,00	10,500	0,00	0,000	5,19	703,007	81,33
18.19	5,00	615,229	0,00	0,000	0,00	0,000	4,69	635,402	86,02
19.20	4,50	553,706	0,00	0,000	0,00	0,000	4,22	571,862	90,24
20.21	4,00	492,183	0,00	0,000	0,00	0,000	3,75	508,322	93,99
21.22	3,00	369,137	0,00	0,000	0,00	0,000	2,81	381,241	96,81

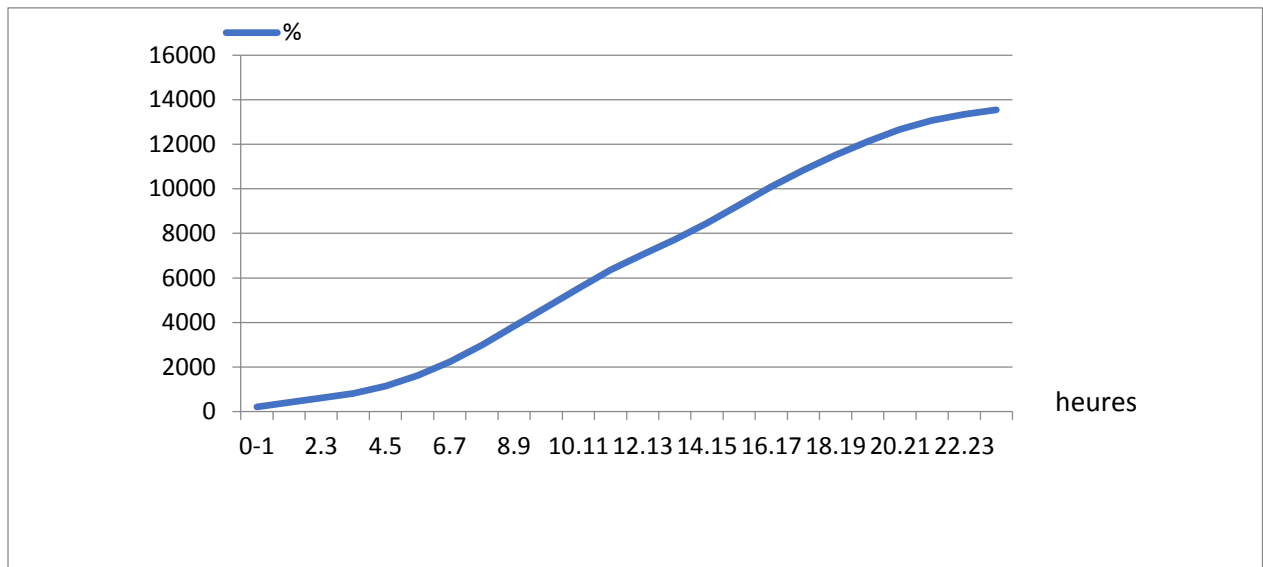
**Tableau II.10:** Détermination du débit maximum horaire (suite du tableau)

Heures	agglomération		Arrosage		Industrie		Qmax j		courbe integrale
	%	Q (m3/h)	%	Q(m3/h)	%	Q(m3/h)	%	Qt(m3/h)	%
22.23	2,00	246,092	0,00	0,000	0,00	0,000	1,88	254,161	98,60
23.24	1,50	184,569	0,00	0,000	0,00	0,000	1,41	190,621	100,00
Total	100,00	12304,583	100,00	42,000	100,00	1200,00	100,00	13546,583	

Les résultats trouvés nous permettent de tracer les graphiques de la consommation totale et de la courbe intégrale



**Figure II.2 :** L'histogramme de consommation pour l'année 2030.



**Figure II.3:** La courbe intégrale de la consommation pour l'année 2030.

À partir du tableau et de graphique de consommation on a trouvé que la période de pointe s'étale entre 08h et 09h avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{\max, h} = 761,425 \text{ m}^3/\text{h} = 211,51 \text{ l/s}$$

## Conclusion

L'objectif de ce chapitre est de définir les besoins en eau potable à l'horizon 2030 pour notre zone d'étude.

Dans un premier temps un important travail de collecte de données sur les caractéristiques de la population, de l'activité industrielle et des ressources en eau exploitées, a été réalisé sur place avec l'aide des différentes administrations concernées.

Dans un second temps, une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite. Cette analyse a permis de déterminer l'approvisionnement en eau de la zone en 2030.

**RESEAU  
DE  
DISTRIBUTION**

**Introduction:**

Nous allons procéder dans ce chapitre à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, afin de régler le problème des vitesses et de pressions dans le réseau existant et de les calculer pour le réseau projeté. Pour le calcul des diamètres, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe avec une pression de service suffisante, pour les habitations. Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits de route pour chaque tronçon.

**III.1 Choix Du Matériau Des Conduites :**

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (coût et disponibilité sur le marché) ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes,...etc.).

Parmi les matériaux utilisés on peut citer : l'acier, la fonte, le PVC et le PE (polyéthylène) à Haute densité PEHD ou basse densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PEHD vu les avantages qu'elle présente :

- Bonne résistance à la corrosion.
- Disponibilité sur le marché.
- Une pose de canalisation facile.
- Une surface lisse arrondie pour une meilleure performance hydraulique.

**III.2 Calcul De Reseau De Distribution :****III. 2.1. Configuration Et Dimensionnement Du Réseau De Distribution Projeté Pour le programme de logement de 4642 lgts :**

Le réseau de distribution projeté pour le programme de logement de 4642lgts sera de type maillé, ceci est en tenant compte de la répartition spatiale des constructions existantes et pour contenir les extensions prévues dans le plan d'aménagement et c'est jusqu'au long terme (2030).

**III.2.1.1. Détermination Des Débits Du Réseau :**

Le système projeté dans la zone d'étude est un système de distribution a partir d'une station de surpression Pour la détermination des différents paramètres hydrauliques du réseau nous allons étudier les deux cas :

- Cas de fonctionnement en débit de pointe ( $Q_p$ ) ;
- Cas de fonctionnement en débit de pointe plus incendie ( $Q_p + Q_{inc}$ ).

#### III.2.1.1.1. Débit Spécifique :

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique ( $Q_{spi}$ ).

Qui est égal à :

$$Q_{spi} = Q_r / \sum Li \quad (l/s/ml)$$

Avec :  $Q_r$  : débit en route.  
 $\sum Li$  : Somme des longueurs des tronçons=8939m

#### III.2.1.1.2. Débit En Route :

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \quad (l/s)$$

Avec:

- $Q_r$  : débit en route ;
- $Q_{cons}$  : débit consommé ;
- $Q_{conc}$ : Débit concentré.

#### III.2.1.1.3. Débit Aux Nœuds :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, il sont déterminés par la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \sum q_{ri} + \sum Q_{conc} \quad (l/s)$$

Avec :

$Q_{ni}$  : débit au nœud,  
 $\sum Q_{conc}$ : somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.  
 $\sum q_{ri}$  : somme des débits en route des tronçons reliant deux nœuds.

Les débits nodaux du réseau de distribution de notre zone d'étude sont donnés dans le tableau suivant :

## 1-Cas De Pointe:

Tableau III.1 : Calcul Des Débits Nodaux.

Nœuds	Tronçons	Longeurs(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	$0,5\sum Q_r$ (l/s)	Qconc (l/s)	Qn (l/s)
1	1_2	296	0,01997648	5,91303808	2,95651904	0	2,96
2	2_1	296	0,01997648	5,91303808	4,75440224	0	4,75
	2_3	180	0,01997648	3,5957664			
3	3_2	180	0,01997648	3,5957664	7,12161512	0	7,12
	3_4	533	0,01997648	10,6474638			
4	4_3	533	0,01997648	10,6474638	8,27026272	0	8,27
	4_5	295	0,01997648	5,8930616			
5	5_4	295	0,01997648	5,8930616	6,35252064	0	6,35
	5_6	10	0,01997648	0,1997648			
	5_11	331	0,01997648	6,61221488			
6	6_5	10	0,01997648	0,1997648	1,57814192	0	1,58
	6_14	148	0,01997648	2,95651904			
7	7_8	1024	0,01997648	20,4559155	12,9247826	0	12,92
	7_11	270	0,01997648	5,3936496			
8	8_7	1024	0,01997648	20,4559155	10,2279578	0	10,23
9	9_29	10	0	0		41,67	41,67
10	10_12	100	0,01997648	1,997648	10,3877696	0	10,39
	10_17	60	0,01997648	1,1985888			
	10_30	880	0,01997648	17,5793024			
11	11_5	331	0,01997648	6,61221488	7,61103888	0	7,61
	11_7	270	0,01997648	5,3936496			
	11_13	161	0,01997648	3,21621328			
12	12_10	100	0,01997648	1,997648	0,998824	0	1,00
13	13_11	161	0,01997648	3,21621328	1,60810664	0	1,61
14	14_6	148	0,01997648	2,95651904	4,67449632	0	4,67
	14_16	320	0,01997648	6,3924736			
15	15_16	308	0,01997648	6,15275584	9,81843992	0	9,82
	15_18	137	0,01997648	2,73677776			
	15_23	538	0,01997648	10,7473462			
16	16_14	320	0,01997648	6,3924736	10,2978754	0	10,30
	16_15	308	0,01997648	6,15275584			
	16_17	403	0,01997648	8,05052144			
17	17_16	403	0,01997648	8,05052144	4,62455512	0	4,62
	17_10	60	0,01997648	1,1985888			
18	18_15	137	0,01997648	2,73677776	2,5470012	0	2,55
	18_19	118	0,01997648	2,35722464			



Tableau III.1 : Calcul Des Débits Nodaux (suite De Tableau).

Nœuds	Tronçons	Longeurs(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	$0,5\sum Qr$ (l/s)	Qconc (l/s)	Qn (l/s)																																																																																																																		
19	19_18	118	0,01997648	2,35722464	6,17273232	0	6,17																																																																																																																		
	19_20	500	0,01997648	9,98824				20	20_19	500	0,01997648	9,98824	10,9371228	0	10,94	20_21	595	0,01997648	11,8860056	21	21_20	595	0,01997648	11,8860056	8,32020392	0	8,32	21_22	238	0,01997648	4,75440224	22	22_21	238	0,01997648	4,75440224	6,98177976	0	6,98	22_24	461	0,01997648	9,20915728	0	0,00	23	23_15	538	0,01997648	10,7473462	7,75087424	0	7,75	23_24	238	0,01997648	4,75440224	24	24_22	461	0,01997648	9,20915728	7,28142696	0	7,28	24_23	238	0,01997648	4,75440224	24_25	30	0,01997648	0,5992944	25	25_24	30	0,01997648	0,5992944	2,57696592	0	2,58	25_28	20	0,01997648	0,3995296	25_30	208	0,01997648	4,15510784	28	28_25	20	0,01997648	0,3995296	1,1985888	0	1,20	28_29	100	0,01997648	1,997648	29	29_9	10	0	0	0,998824	41,67	42,67	29_28	100	0,01997648	1,997648	30	30_10	880	0,01997648	17,5793024	10,8672051	0	10,87
20	20_19	500	0,01997648	9,98824	10,9371228	0	10,94																																																																																																																		
	20_21	595	0,01997648	11,8860056				21	21_20	595	0,01997648	11,8860056	8,32020392	0	8,32	21_22	238	0,01997648	4,75440224	22	22_21	238	0,01997648	4,75440224	6,98177976	0	6,98	22_24	461	0,01997648	9,20915728	0	0,00	23	23_15	538	0,01997648	10,7473462	7,75087424	0	7,75	23_24	238	0,01997648	4,75440224	24	24_22	461	0,01997648	9,20915728	7,28142696	0	7,28	24_23	238	0,01997648	4,75440224		24_25	30	0,01997648	0,5992944				25	25_24	30	0,01997648	0,5992944	2,57696592	0	2,58		25_28	20	0,01997648	0,3995296				25_30	208	0,01997648	4,15510784	28	28_25	20	0,01997648	0,3995296	1,1985888	0	1,20	28_29	100	0,01997648	1,997648	29	29_9	10	0	0	0,998824	41,67	42,67	29_28	100	0,01997648	1,997648	30	30_10	880	0,01997648	17,5793024	10,8672051	0	10,87	30_25	208	0,01997648	4,15510784
21	21_20	595	0,01997648	11,8860056	8,32020392	0	8,32																																																																																																																		
	21_22	238	0,01997648	4,75440224				22	22_21	238	0,01997648	4,75440224	6,98177976	0	6,98	22_24	461	0,01997648	9,20915728	0	0,00	23	23_15	538	0,01997648	10,7473462	7,75087424	0	7,75	23_24	238	0,01997648	4,75440224	24	24_22	461	0,01997648	9,20915728	7,28142696	0	7,28	24_23	238	0,01997648	4,75440224		24_25	30	0,01997648	0,5992944				25	25_24	30	0,01997648	0,5992944	2,57696592	0	2,58	25_28	20	0,01997648	0,3995296		25_30	208	0,01997648	4,15510784				28	28_25	20	0,01997648	0,3995296	1,1985888	0	1,20	28_29	100	0,01997648	1,997648	29	29_9	10	0	0	0,998824	41,67	42,67	29_28	100	0,01997648	1,997648	30	30_10	880	0,01997648	17,5793024	10,8672051	0	10,87	30_25	208	0,01997648	4,15510784												
22	22_21	238	0,01997648	4,75440224	6,98177976	0	6,98																																																																																																																		
	22_24	461	0,01997648	9,20915728				0	0,00																																																																																																																
23	23_15	538	0,01997648	10,7473462	7,75087424	0	7,75																																																																																																																		
	23_24	238	0,01997648	4,75440224				24	24_22	461	0,01997648	9,20915728	7,28142696	0	7,28	24_23	238	0,01997648	4,75440224	24_25	30	0,01997648	0,5992944	25	25_24	30	0,01997648	0,5992944	2,57696592	0	2,58	25_28	20	0,01997648	0,3995296	25_30	208	0,01997648	4,15510784	28	28_25	20	0,01997648	0,3995296	1,1985888	0	1,20	28_29	100	0,01997648	1,997648	29	29_9	10	0	0	0,998824	41,67	42,67	29_28	100	0,01997648	1,997648	30	30_10	880	0,01997648	17,5793024	10,8672051	0	10,87	30_25	208	0,01997648	4,15510784																																														
24	24_22	461	0,01997648	9,20915728	7,28142696	0	7,28																																																																																																																		
	24_23	238	0,01997648	4,75440224																																																																																																																					
	24_25	30	0,01997648	0,5992944																																																																																																																					
25	25_24	30	0,01997648	0,5992944	2,57696592	0	2,58																																																																																																																		
	25_28	20	0,01997648	0,3995296																																																																																																																					
	25_30	208	0,01997648	4,15510784																																																																																																																					
28	28_25	20	0,01997648	0,3995296	1,1985888	0	1,20																																																																																																																		
	28_29	100	0,01997648	1,997648																																																																																																																					
29	29_9	10	0	0	0,998824	41,67	42,67																																																																																																																		
	29_28	100	0,01997648	1,997648																																																																																																																					
30	30_10	880	0,01997648	17,5793024	10,8672051	0	10,87																																																																																																																		
	30_25	208	0,01997648	4,15510784																																																																																																																					

**2-Cas De Pointe+Incendie:**

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné (17 l/s) se trouve au point le plus défavorable pour la zone le nœud N°1.

Tableau III.2 : Calcul Des Débits Nodaux.

Nœuds	Tronçons	Longeurs(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	$0,5\sum Q_r$ (l/s)	Qconc (l/s)	Qn (l/s)
1	1_2	296	0,01997648	5,91303808	2,95651904	17	19,96
2	2_1	296	0,01997648	5,91303808	4,75440224	0	4,75
	2_3	180	0,01997648	3,5957664			
3	3_2	180	0,01997648	3,5957664	7,12161512	0	7,12
	3_4	533	0,01997648	10,6474638			
4	4_3	533	0,01997648	10,6474638	8,27026272	0	8,27
	4_5	295	0,01997648	5,8930616			
5	5_4	295	0,01997648	5,8930616	6,35252064	0	6,35
	5_6	10	0,01997648	0,1997648			
	5_11	331	0,01997648	6,61221488			
6	6_5	10	0,01997648	0,1997648	1,57814192	0	1,58
	6_14	148	0,01997648	2,95651904			
7	7_8	1024	0,01997648	20,4559155	12,9247826	0	12,92
	7_11	270	0,01997648	5,3936496			
8	8_7	1024	0,01997648	20,4559155	10,2279578	0	10,23
9	9_29	10	0	0		41,67	41,67
10	10_12	100	0,01997648	1,997648	10,3877696	0	10,39
	10_17	60	0,01997648	1,1985888			
	10_30	880	0,01997648	17,5793024			
11	11_5	331	0,01997648	6,61221488	7,61103888	0	7,61
	11_7	270	0,01997648	5,3936496			
	11_13	161	0,01997648	3,21621328			
12	12_10	100	0,01997648	1,997648	0,998824	0	1,00
13	13_11	161	0,01997648	3,21621328	1,60810664	0	1,61
14	14_6	148	0,01997648	2,95651904	4,67449632	0	4,67
	14_16	320	0,01997648	6,3924736			
15	15_16	308	0,01997648	6,15275584	9,81843992	0	9,82
	15_18	137	0,01997648	2,73677776			
	15_23	538	0,01997648	10,7473462			
16	16_14	320	0,01997648	6,3924736	10,2978754	0	10,30
	16_15	308	0,01997648	6,15275584			
	16_17	403	0,01997648	8,05052144			
17	17_16	403	0,01997648	8,05052144	4,62455512	0	4,62
	17_10	60	0,01997648	1,1985888			
18	18_15	137	0,01997648	2,73677776	2,5470012	0	2,55
	18_19	118	0,01997648	2,35722464			

Tableau III.2 : Calcul Des Débits Nodaux (suite De Tableau).

Nœuds	Tronçons	Longeurs(m)	Qsp (l/s)	Qr (l/s)	0,5∑Qr (l/s)	Qconc (l/s)	Qn (l/s)																																																																																																																
19	19_18	118	0,01997648	2,35722464	6,17273232	0	6,17																																																																																																																
	19_20	500	0,01997648	9,98824				20	20_19	500	0,01997648	9,98824	10,9371228	0	10,94	20_21	595	0,01997648	11,8860056	21	21_20	595	0,01997648	11,8860056	8,32020392	0	8,32	21_22	238	0,01997648	4,75440224	22	22_21	238	0,01997648	4,75440224	6,98177976	0	6,98	22_24	461	0,01997648	9,20915728	23	23_15	538	0,01997648	10,7473462	7,75087424	0	7,75	23_24	238	0,01997648	4,75440224	24	24_22	461	0,01997648	9,20915728	7,28142696	0	7,28	24_23	238	0,01997648	4,75440224	24_25	30	0,01997648	0,5992944	25	25_24	30	0,01997648	0,5992944	2,57696592	0	2,58	25_28	20	0,01997648	0,3995296	25_30	208	0,01997648	4,15510784	28	28_25	20	0,01997648	0,3995296	1,1985888	0	1,20	28_29	100	0,01997648	1,997648	29	29_9	10	0	0	0,998824	41,67	42,67	29_28	100	0,01997648	1,997648	30	30_10	880	0,01997648	17,5793024	10,8672051	0	10,87
20	20_19	500	0,01997648	9,98824	10,9371228	0	10,94																																																																																																																
	20_21	595	0,01997648	11,8860056				21	21_20	595	0,01997648	11,8860056	8,32020392	0	8,32	21_22	238	0,01997648	4,75440224	22	22_21	238	0,01997648	4,75440224	6,98177976	0	6,98	22_24	461	0,01997648	9,20915728	23	23_15	538	0,01997648	10,7473462	7,75087424	0	7,75	23_24	238	0,01997648	4,75440224	24	24_22	461	0,01997648	9,20915728	7,28142696	0	7,28	24_23	238	0,01997648	4,75440224		24_25	30	0,01997648	0,5992944				25	25_24	30	0,01997648	0,5992944	2,57696592	0	2,58		25_28	20	0,01997648	0,3995296				25_30	208	0,01997648	4,15510784	28	28_25	20	0,01997648	0,3995296	1,1985888	0	1,20	28_29	100	0,01997648	1,997648	29	29_9	10	0	0	0,998824	41,67	42,67	29_28	100	0,01997648	1,997648	30	30_10	880	0,01997648	17,5793024	10,8672051	0	10,87	30_25	208	0,01997648	4,15510784
21	21_20	595	0,01997648	11,8860056	8,32020392	0	8,32																																																																																																																
	21_22	238	0,01997648	4,75440224				22	22_21	238	0,01997648	4,75440224	6,98177976	0	6,98	22_24	461	0,01997648	9,20915728	23	23_15	538	0,01997648	10,7473462	7,75087424	0	7,75	23_24	238	0,01997648	4,75440224	24	24_22	461	0,01997648	9,20915728	7,28142696	0	7,28	24_23	238	0,01997648	4,75440224		24_25	30	0,01997648	0,5992944				25	25_24	30	0,01997648	0,5992944	2,57696592	0	2,58	25_28	20	0,01997648	0,3995296		25_30	208	0,01997648	4,15510784				28	28_25	20	0,01997648	0,3995296	1,1985888	0	1,20	28_29	100	0,01997648	1,997648	29	29_9	10	0	0	0,998824	41,67	42,67	29_28	100	0,01997648	1,997648	30	30_10	880	0,01997648	17,5793024	10,8672051	0	10,87	30_25	208	0,01997648	4,15510784												
22	22_21	238	0,01997648	4,75440224	6,98177976	0	6,98																																																																																																																
	22_24	461	0,01997648	9,20915728				23	23_15	538	0,01997648	10,7473462	7,75087424	0	7,75	23_24	238	0,01997648	4,75440224	24	24_22	461	0,01997648	9,20915728	7,28142696	0	7,28	24_23	238	0,01997648	4,75440224		24_25	30	0,01997648	0,5992944				25	25_24	30	0,01997648	0,5992944	2,57696592	0	2,58	25_28	20	0,01997648	0,3995296		25_30	208	0,01997648	4,15510784				28	28_25	20	0,01997648	0,3995296	1,1985888	0	1,20	28_29	100	0,01997648	1,997648	29	29_9	10	0	0	0,998824	41,67	42,67	29_28	100	0,01997648	1,997648	30	30_10	880	0,01997648	17,5793024	10,8672051	0	10,87	30_25	208	0,01997648	4,15510784																								
23	23_15	538	0,01997648	10,7473462	7,75087424	0	7,75																																																																																																																
	23_24	238	0,01997648	4,75440224				24	24_22	461	0,01997648	9,20915728	7,28142696	0	7,28	24_23	238	0,01997648	4,75440224		24_25	30	0,01997648	0,5992944				25	25_24	30	0,01997648	0,5992944	2,57696592	0	2,58	25_28	20	0,01997648	0,3995296		25_30	208	0,01997648	4,15510784				28	28_25	20	0,01997648	0,3995296	1,1985888	0	1,20	28_29	100	0,01997648	1,997648	29	29_9	10	0	0	0,998824	41,67	42,67	29_28	100	0,01997648	1,997648	30	30_10	880	0,01997648	17,5793024	10,8672051	0	10,87	30_25	208	0,01997648	4,15510784																																				
24	24_22	461	0,01997648	9,20915728	7,28142696	0	7,28																																																																																																																
	24_23	238	0,01997648	4,75440224																																																																																																																			
	24_25	30	0,01997648	0,5992944																																																																																																																			
25	25_24	30	0,01997648	0,5992944	2,57696592	0	2,58																																																																																																																
	25_28	20	0,01997648	0,3995296																																																																																																																			
	25_30	208	0,01997648	4,15510784																																																																																																																			
28	28_25	20	0,01997648	0,3995296	1,1985888	0	1,20																																																																																																																
	28_29	100	0,01997648	1,997648																																																																																																																			
29	29_9	10	0	0	0,998824	41,67	42,67																																																																																																																
	29_28	100	0,01997648	1,997648																																																																																																																			
30	30_10	880	0,01997648	17,5793024	10,8672051	0	10,87																																																																																																																
	30_25	208	0,01997648	4,15510784																																																																																																																			

### III.2.1.2. Répartition Arbitraire Des Débits :

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (voir annexe N°2) et avec la formule de continuité nous déterminons la vitesse:

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

Le calcul est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.3 : Calcul Des Diamètres Et Des Vitesses

Tronçons	cas de (pointe)	cas de (pointe+inc)	Qmax	Diamètre INT (mm)	Diamètre EXT(mm)	Vitesse (m/s)
	Débit(l/s)	Débit(l/s)				
1_2	5,91	22,91	22,91	220,4	250	0,6
2_3	3,60	3,60	3,60	110,2	125	0,4
3_4	10,65	10,65	10,65	141	160	0,7
4_5	5,89	5,89	5,89	141	160	0,4
5_6	0,20	0,20	0,20	66	75	0,2
5_11	6,61	6,61	6,61	110,2	125	0,7
7_8	20,46	20,46	20,46	220,4	250	0,6
7_11	5,39	5,39	5,39	110,2	125	0,6
11_13	3,22	3,22	3,22	110,2	125	0,4
6_14	2,96	2,96	2,96	110,2	125	0,4
14_16	6,39	6,39	6,39	110,2	125	0,7
16_17	8,05	8,05	8,05	141	160	0,6
15_16	6,15	6,15	6,15	141	160	0,4
10_17	1,20	1,20	1,20	66	75	0,4
10_12	2,00	2,00	2,00	66	75	0,6
10_30	17,58	17,58	17,58	220,4	250	0,5
25_30	4,16	4,16	4,16	96,8	110	0,6
24_25	0,60	0,60	0,60	66	75	0,2
25_28	0,40	0,40	0,40	66	75	0,2
28_29	2,00	2,00	2,00	79,2	90	0,4
22_24	9,21	9,21	9,21	110,2	125	1
22_21	4,75	4,75	4,75	110,2	125	0,6

Tableau III.3 : Calcul Des Diamètres Et Des Vitesses (suite De Tableau).

Tronçons	cas de (pointe)	cas de (pointe+inc)	Qmax	Diamètre INT (mm)	Diamètre EXT(mm)	Vitesse (m/s)
	Débit(l/s)	Débit(l/s)				
20_21	11,89	11,89	11,89	176,2	200	0,5
19_20	9,99	9,99	9,99	141	160	0,6
18_19	2,36	2,36	2,36	110,2	125	0,4
15_18	2,74	2,74	2,74	110,2	125	0,5
15_23	10,75	10,75	10,75	110,2	125	1,1
23_24	4,75	4,75	4,75	96,8	110	0,8
29_9	41,67	41,67	41,67	277,6	315	0,8

**NB :** le tableau ci-dessus montre les diamètres avantageux déterminés à partir des abaques de (Débits en fonctions des diamètres de PEHD) (annexe III.1; III.2) et les vitesses calculées par la formule de continuité, les diamètres utilisés varient entre 63mm et 630 mm.

#### III.2.1.4. Simulation Par Le Logiciel EPANET:

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Il calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

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

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.

- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

**NB :** pour le calcul de perte de charge, nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach. Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes des pressions et des vitesses, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres, dans le tableau suivant:

**Tableau III.4:** Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques.

Tronçons	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
1_2	296	176.2	2,85	0,36	1,86
2_3	180	176.2	7,42	0,42	1,47
3_4	533	176.2	14,28	0,45	1,19
4_5	295	220.4	22,25	0,45	0,9
5_6	10	220.4	59,53	1,21	5,96
7_8	1024	110.2	9,85	0,8	6,37
14_16	320	352.6	65,55	0,52	0,65
16_17	403	352.6	77,99	0,62	0,91
6_14	148	352.6	61,05	0,49	0,57
10_17	60	352.6	82,44	0,66	1,02
10_12	100	176.2	0,96	0,34	3,19
7_11	270	176.2	22,29	0,71	2,79
11_13	161	220.4	1,55	0,05	0,02
15_16	308	66	2,52	0,74	9,02
15_18	130,8	110,2	10,56	1,11	10,09
18_19	118	96,8	8,11	1,1	11,69
19_20	500	66	2,17	0,63	6,86
20_21	595	110,2	8,37	0,88	6,62
21_22	238	141	16,38	1,05	6,8
22_24	461	141	23,1	1,48	12,74

**Tableau III.4:** Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques (Suite De Tableau).

Tronçons	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
23_24	238	176,2	24,96	1,02	4,97
24_25	30	277,6	55,08	0,91	2,32
25_28	20	352,6	161,44	1,65	5,24
28_29	100	440,6	162,59	1,07	1,79
25_30	208	352,6	103,88	1,06	2,32
10_30	880	352,6	93,41	0,96	1,91
15_23	538	141	17,5	1,12	7,66
9_29	100	277,6	40,13	0,66	1,3
5_11	331	250	31,17	0,64	1,71
27_29	25	352,6	243,81	2,5	14,16

**Tableau III.5:** résultat au niveau des nœuds

Nœuds	Altitude	Charge	Pression
	m	m	m
Nœud 1	10	48,91	38,91
Nœud 2	9	49,46	40,46
Nœud 3	7	49,73	42,73
Nœud 4	7	50,36	43,36
Nœud 5	8	50,63	42,63
Nœud 6	8	50,69	42,69
Nœud 7	7	49,31	42,31
Nœud 8	13	42,78	29,78
Nœud 14	10	50,77	40,77
Nœud 16	8	50,98	42,98
Nœud 17	12	51,35	39,35
Nœud 10	17	51,41	34,41
Nœud 12	20	51,09	31,09
Nœud 11	9	50,06	41,06
Nœud 13	7	50,06	43,06
Nœud 15	9	48,2	39,2
Nœud 18	5	46,88	41,88

Tableau III.5: résultat au niveau des nœuds (Suite De Tableau).

Nœuds	Altitude	Charge	Pression
	m	m	m
Nœud 19	5	45,5	40,5
Nœud 20	7	42,07	35,07
Nœud 21	9	46,02	37,02
Nœud 22	11	47,63	36,63
Nœud 23	8	52,32	44,32
Nœud 24	7	53,51	46,51
Nœud 25	9	53,58	44,58
Nœud 28	8	53,68	45,68
Nœud 29	11	53,86	42,86
Nœud 30	11	53,09	42,09
Nœud 9	10	53,73	43,73
Nœud 27	0	54,21	54,21

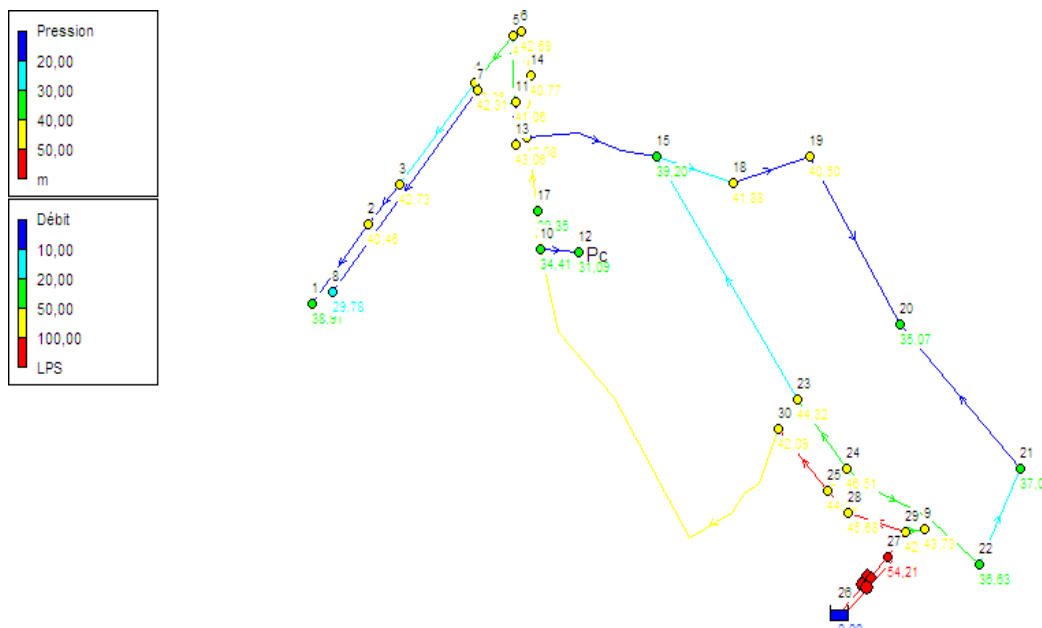


Figure III.1: Débit et pression pour le cas de (pointe).



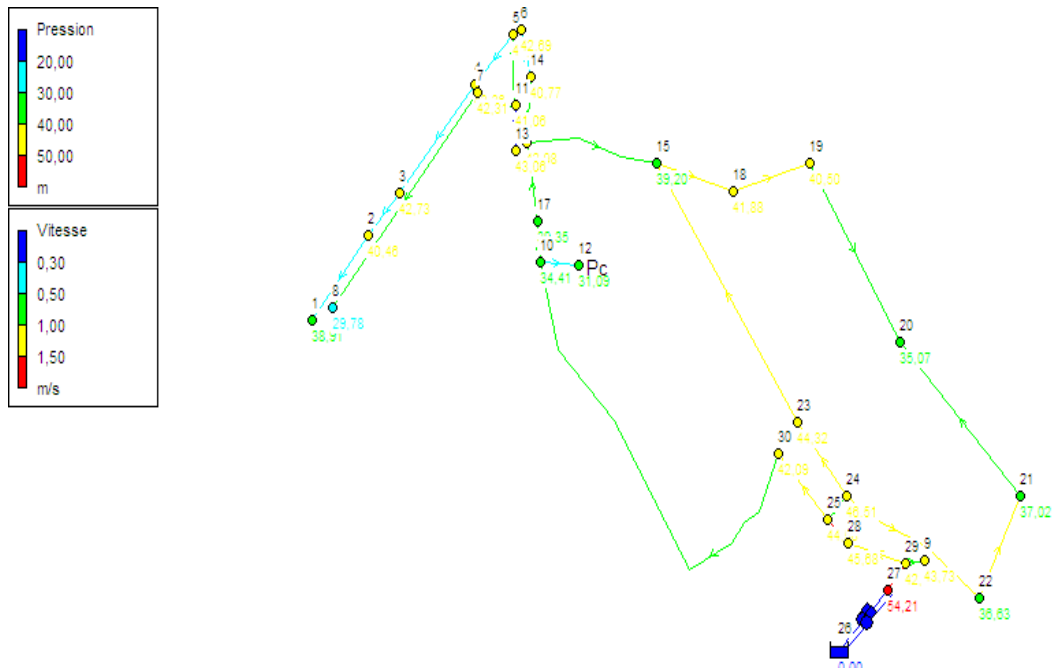


Figure III.2: vitesse et pression pour le cas de (pointe).

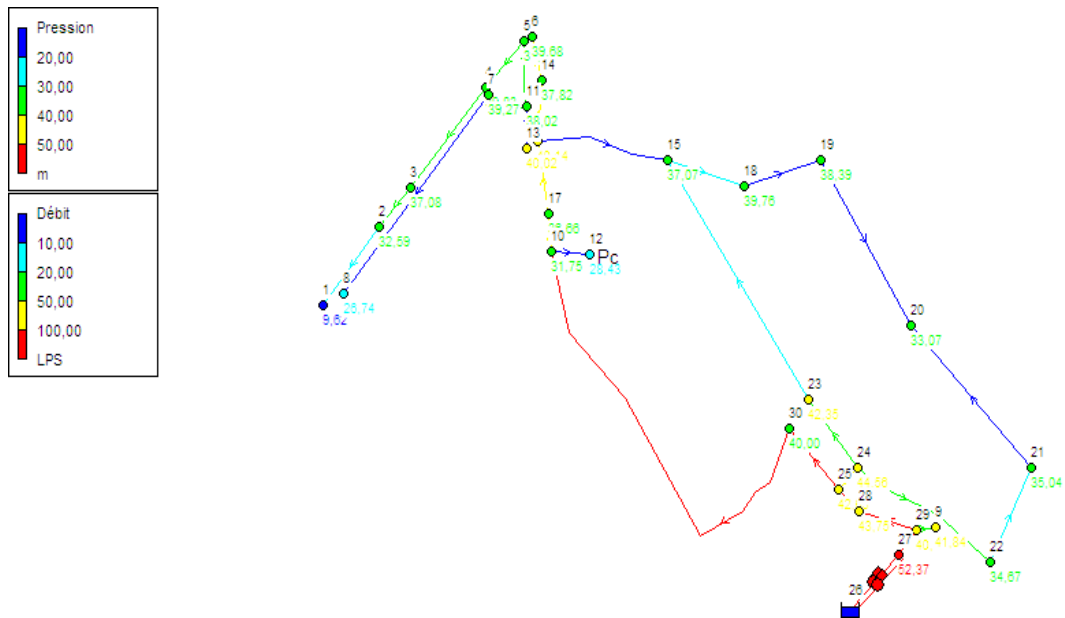


Figure III.3: Débit et pression pour le cas de (pointe+incendie).

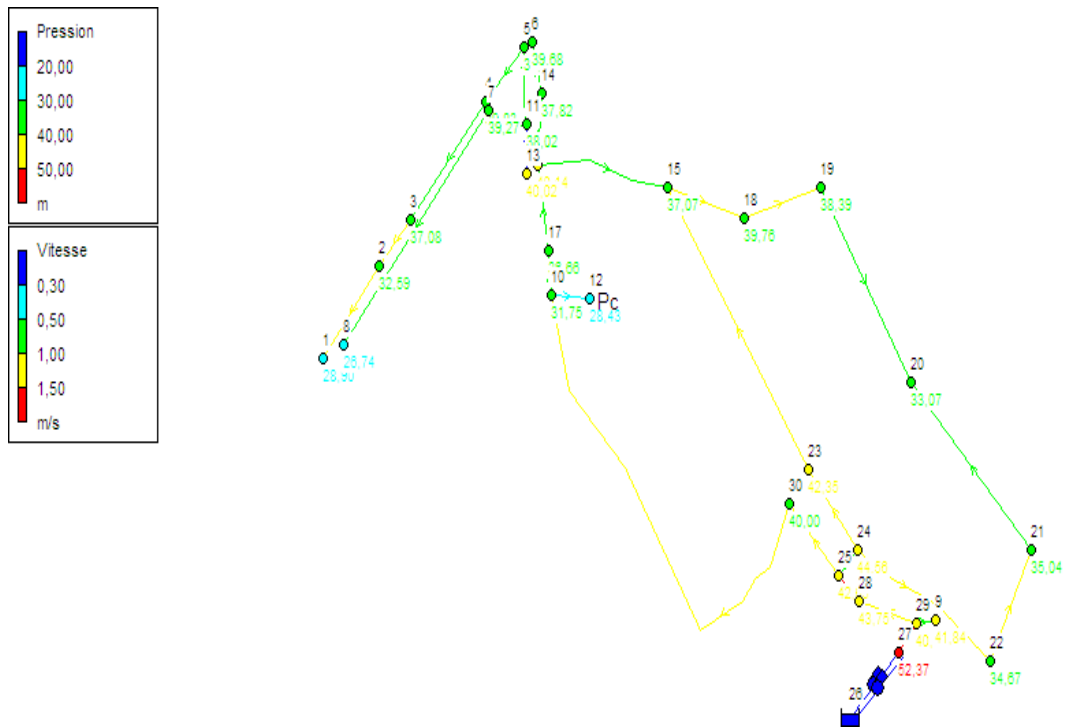


Figure III.4: Vitesse et pression pour le cas de (pointe+incendie).

**III.3. Les Accessoires D'un Système D'alimentation En Eau Potable :****III.3.1. Type De Canalisation :**

Le réseau de distribution sera constitué d'ensemble de tuyaux en PEHD qui résiste à une pression PN=10bar, les diamètres utilisés varient entre 63mm et 630 mm.

**III.3.2. Appareils Et Accessoires Du Réseau :**

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

**III.3.2.1. Robinets Vannes :**

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.

Ils permettent aussi le réglage des débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille »

Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

**III.3.2.2. Bouches Ou Poteau D'incendie :**

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

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

**III.3.2.3. Clapets :**

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

**III.3.2.4. Ventouses :**

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

**III.3.2.5. Robinets De Vidange :**

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

**III.3.2.6. Bouche D'arrosage :**

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

IV.3.2.7. Réducteur De Pression :

Ils sont utilisés pour réduire et stabilisé la pression

III.3.2.8. Pièces Spéciales De Raccord :

- a) **Les Tés** : ils sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.
- b) **Les Coudes** : ils sont utilisés pour le changement de direction.
- c) **Les Cônes**: ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
- d) **Les Croix De Jonction**: ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.
- e) **Les Manchons** : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

**f) Les Compteurs :**

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés dans points adéquats, et servent à l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

**Conclusion :**

À travers ce chapitre nous avons pu faire le dimensionnement de notre réseau avec le logiciel EPANET qui donne un résultat très clair. Il faut savoir que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 75 mm et 500 mm.

Et nous avons aussi pu régler le problème de pression et de débit dans le réseau existant .

**DETERMINATION  
DES  
CARACTERISTIQUES  
DE LA STATION DE  
SURPRESSION**

**INTRODUCTION**

Ce chapitre a pour but, le dimensionnement de la station de surpression avec ces caractéristiques 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 surpression projetée ainsi le dimensionnement du ballon de surpression , et d'appliquer les modes de réglage adéquats qui est nécessaire .

**IV.1 PRESENTATION DE LA STATION DE SURPRESSION**

La station didactique de surpression est un ensemble de pompes équipées des composants électromécaniques peuvent fonctionner d'une façon automatique et autonome.

La station doit répondre à ces principales contraintes :

- Permettre de couvrir un vaste champ de connaissance.
- Etre fonctionnelle et modulaire

**IV.2 FONCTION DES DIFFERENTS ORGANES**

La station de surpression comprend :

- 1- Groupe électropompe : comprend une pompe et un seul moteur.
- 2- Pressostats : ce sont des contacts électriques fonctionnant à l'aide de la pression de l'eau.
- 3- Armoire électrique : comprend les équipements électriques nécessaires à l'automatisation.
- 4- Ballon de surpression : assure la pression nécessaire dans le réseau lorsque les pompes sont arrêtées, on l'emploie dans la côte de refoulement.
- 5- Une poire de niveau: pour la protection de surpresseur dans le cas où il n'y a pas d'eau.

**IV.3 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT DE LA REGULATION :**

Un groupe de surpression est nécessaire pour avoir de l'eau à pression constante. Un tel système est généralement composé de plusieurs pompes fonctionnant en permutation. La régulation de pression se fait par variation de vitesse (pompe à vitesse variable). Le système inclut le groupe de surpression et son armoire électrique (automate).

Le système fonctionne grâce au transmetteur (capteur de pression) .en effet, celui –ci informe l'automate sur la valeur de la pression qui varie entre 0 et 06 bars. L'automate convertir

ensuite ce signal en signal tension afin de venir commander le variateur qui alimente le moteur de la pompe à vitesse variable. Cette conversion est réalisée à l'aide de deux modules analogiques. Pour la stabilité de la pression par rapport à la consigne, on utilise un algorithme numérique à structure « proportionnelle et intégrale ». L'automate commande également la mise en route et l'arrêt des autres pompes à vitesse fixe et assure leur permutation automatique. Lorsqu'une pompe est indisponible ou en défaut l'automate en tient compte et commande la pompe suivante. L'automate est configuré de façon à minimiser le nombre de démarrages des pompes.

## IV.4 DIMENSIONNEMENT DE LA STATION

### IV.4.1 Calcul de la Hauteur Manométrique Totale HMT :

Il est possible d'établir la hauteur manométrique totale en déterminant la courbe du système pour une gamme de débits. La courbe du système illustre la relation entre le débit et la hauteur manométrique totale requise. La hauteur statique du système est définie par la hauteur manométrique totale, là où la courbe du système est au débit 0. À mesure que le débit s'accroît, une hauteur supplémentaire est requise afin de surmonter la résistance du système à l'écoulement.

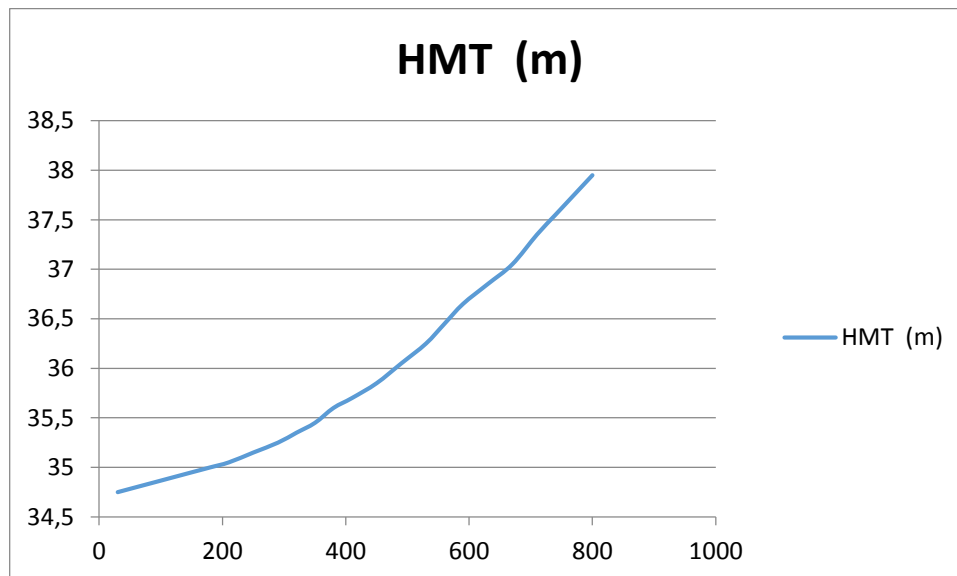
**Tableau IV.1** : calcul de la HMT en fonction de débit

multiplicateur de la demande	débit (m <sup>3</sup> /H)	charge de la bêche (m)	Pression au point de control Pc (m)	Côte du radier (m)	HMT (m)
0,038	30	45	25	14,25	34,75
0,075	60	45,05	25	14,25	34,8
0,113	90	45,1	25	14,25	34,85
0,15	120	45,15	25	14,25	34,9
0,188	150	45,2	25	14,25	34,95
0,225	180	45,25	25	14,25	35
0,263	210	45,3	25	14,25	35,05
0,313	250	45,4	25	14,25	35,15
0,363	290	45,5	25	14,25	35,25
0,4	320	45,6	25	14,25	35,35
0,438	350	45,7	25	14,25	35,45
0,475	380	45,85	25	14,25	35,6
0,513	410	45,95	25	14,25	35,7
0,563	450	46,1	25	14,25	35,85
0,613	490	46,3	25	14,25	36,05
0,663	530	46,5	25	14,25	36,25
0,7	560	46,7	25	14,25	36,45
0,738	590	46,9	25	14,25	36,65

**Tableau IV.1** : calcul de a HMT en fonction de débit (suite du tableau)

multiplicateur de la demande	débit (m <sup>3</sup> /H)	charge de la bête (m)	Pression au point de control Pc (m)	Côte du radier (m)	HMT (m)
0,788	630	47,1	25	14.25	36,85
0,838	670	47,3	25	14.25	37,05
0,888	710	47,6	25	14.25	37,35
0,925	740	47,8	25	14.25	37,55
0,963	770	48	25	14.25	37,75
1	800	48,2	25	14.25	37,95

On trace la courbe a partir de ce tableau on aura la courbe HMT en fonction du débit

**Figure IV.1** : la variation de la HMT en fonction du débit

#### IV.4.2 Choix des pompes :



**IV.4.2.1 DEFINITION :**

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique. Elle peut être une pompe à axe :

- Horizontal.
- Vertical.
- Oblique.

**IV.4.2.2 Les critères de choix du type de pompe :**

Les critères de choix du type de pompe sont :

- 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 ;

**IV.4.2.3. Couplage des pompes :**

Il peut s'effectuer en série ou en parallèle

- **Couplage en série :**

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

- **Couplage en parallèle:**

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.

**IV.4.2.4. Choix du nombre de pompes :**

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal ;
- Meilleur rendement ;
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)<sub>r</sub> minimale ;
- Puissance absorbée minimale.

Dans notre étude, dans le cas de surpression, on opte pour les pompes Allemandes (pompes à basses pressions) de marque KSB.

**Description des pompes choisies :**

- Pompe type : ETN 150-125-200.
- Pompe centrifuge basse pression Etanorm.
- Palier de base à roulements à bain d'huile.
- Corps extérieur : en fonte.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement

**Caractéristiques des pompes choisies :**

- Débit : 400m.
- Hauteur de refoulement : 40 m.
- Puissance absorbée 53,62 kW.
- Rendement : 81%.
- Hauteur manométrique H(Q=0) : 49,03 m.
- NPSH requis 9,11 m.
- 

**Description des pompes de secours :**

- Pompe type : ETN 100-080-200.
- Pompe centrifuge basse pression Etanorm.
- Palier de base à roulements à bain d'huile.
- Corps extérieur : en fonte.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.

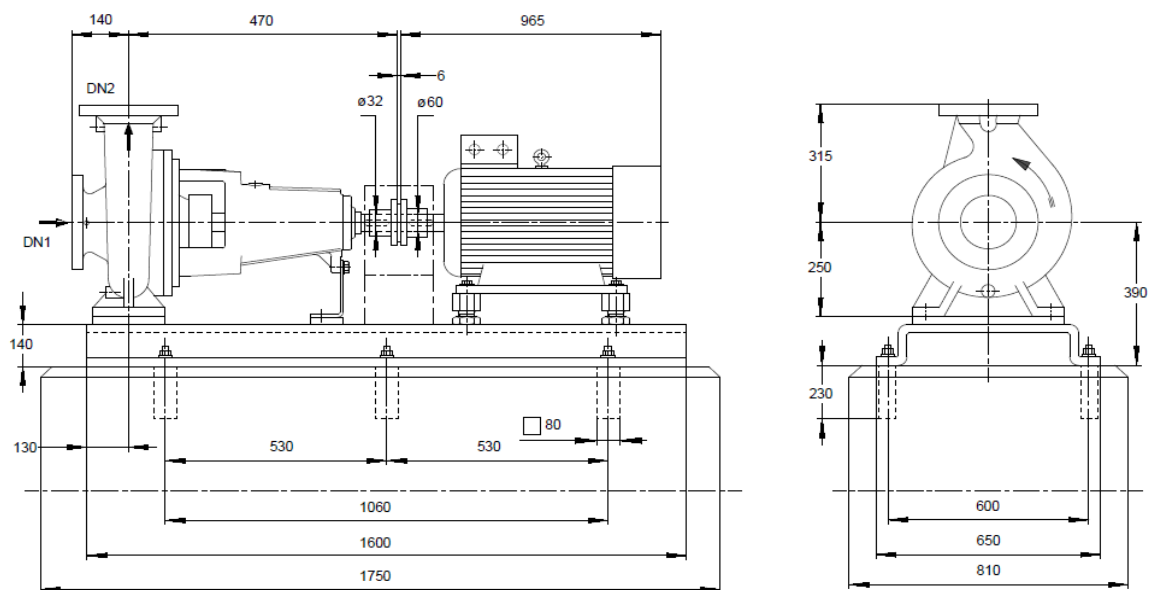
**Caractéristiques des pompes de secours :**

- Débit : 200m.
- Hauteur de refoulement : 40 m.
- Puissance absorbée 26.74kW.
- Rendement : 81.4%.
- Hauteur manométrique H(Q=0) : 52.46 m.

**Nombre de pompes:**

Pour refouler un débit de 800 m<sup>3</sup>/h nous avons utilisé deux pompes identiques en parallèles de type ETN 150-125-200 Centrifuge à axe horizontal avec un débit de 400m<sup>3</sup>/h et de deux autre pompe identique de secoure avec un débit de 200 m<sup>3</sup>/h de type ETN 100-080-200 à axe horizontal.

On a choisit ce type de pompe parce qu'elle présente les meilleurs caractéristiques en ce qui concerne la vitesse de rotation et la puissance absorbée et le meilleur rendement



**Figure IV.2:** Schéma des dimensions géométriques de la pompe choisie  
(Source : Logiciel KSB).

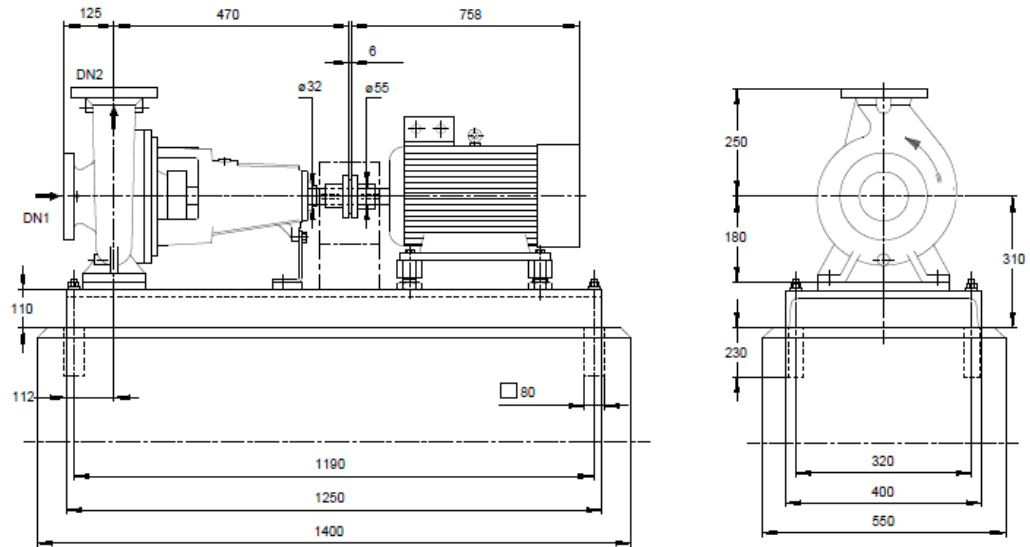


Figure VI.3: Schéma des dimensions géométriques de la pompe de secours

(Source : Logiciel KSB).

#### IV.4.2.5. Les courbes caractéristiques de la pompe choisie :

Pour assurer un meilleur rendement, il faut avoir une bonne installation qui nécessite de voir les courbes caractéristiques de la pompe.

Les différentes courbes caractéristiques fournies avec la pompe sont :

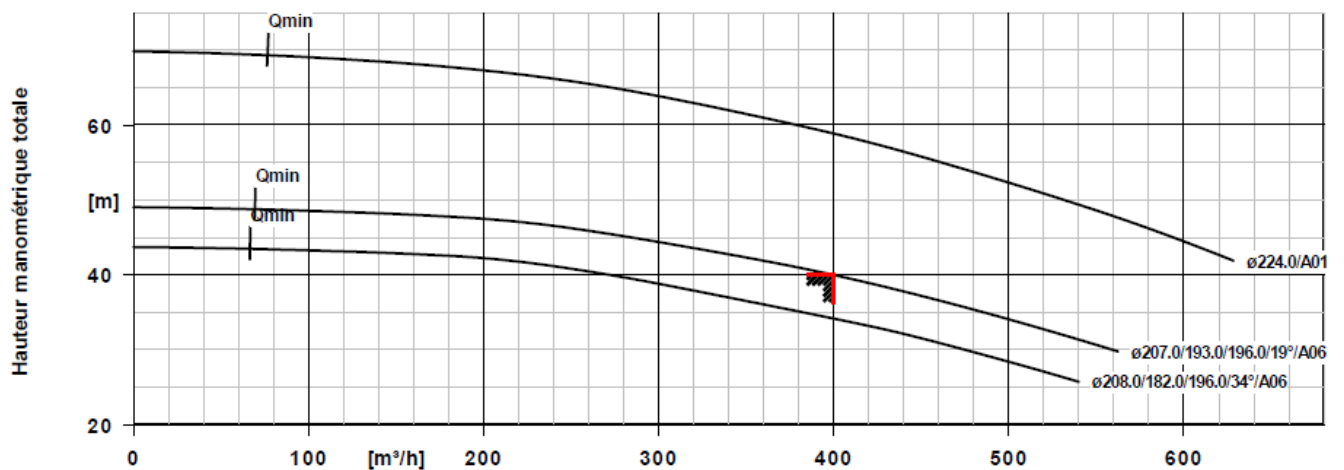


Figure IV.4 : Courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit Q.

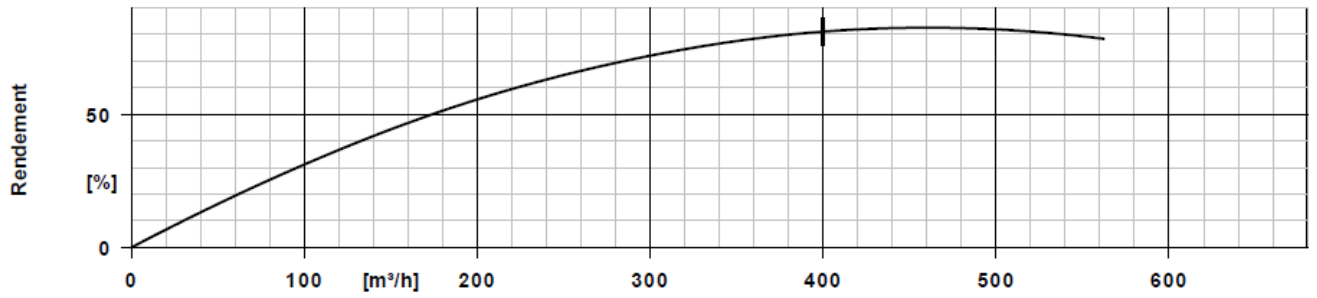


Figure IV.5 : Courbe du rendement en fonction du débit Q.

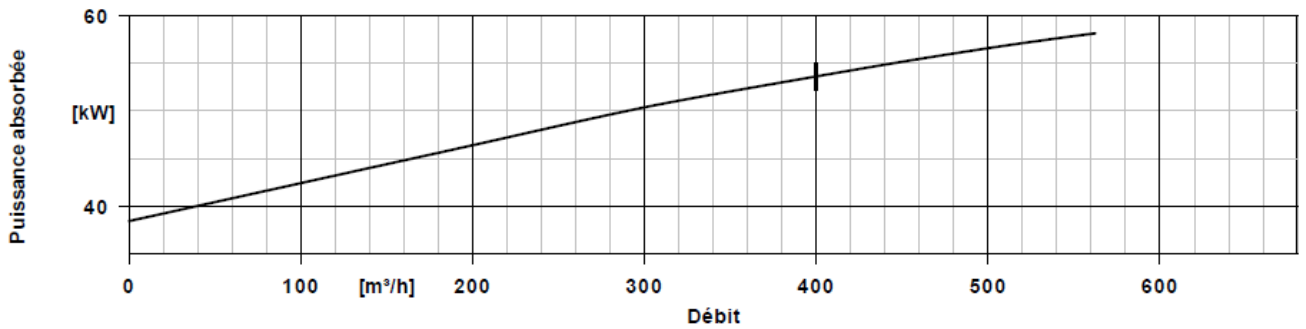


Figure IV.6 : Courbe de la puissance à l'arbre en fonction du débit Q.

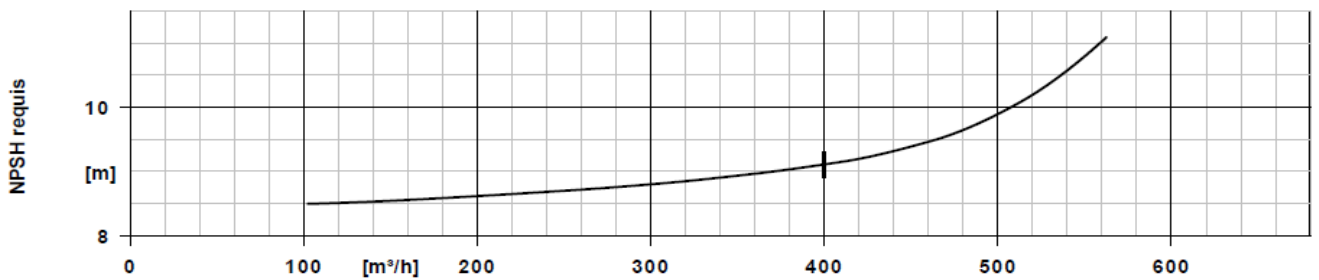


Figure IV.7 : Courbe de NPSHr en fonction du débit Q.

Les courbes caractéristiques de la pompe de secours :

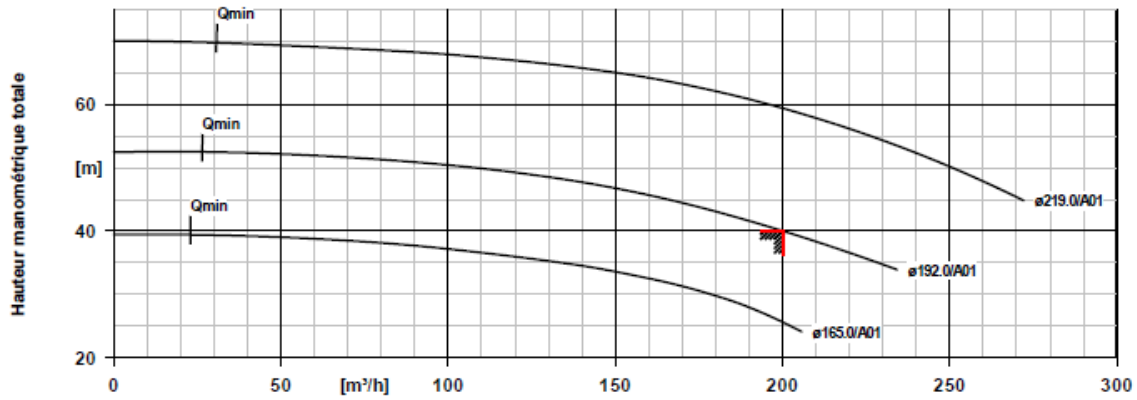


Figure IV.8 : Courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit Q.

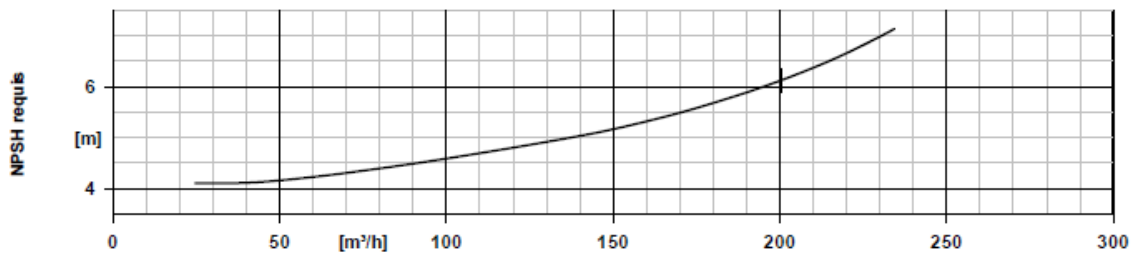


Figure IV.9 : Courbe de NPSHr en fonction du débit Q.

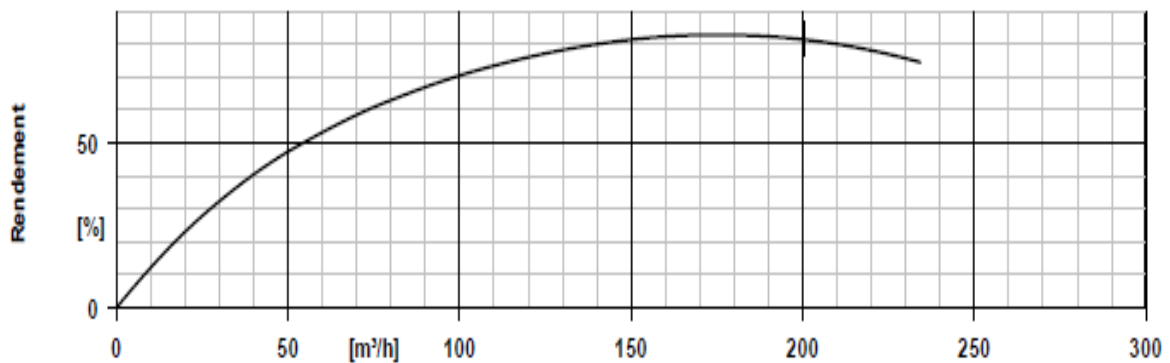


Figure IV.10: Courbe du rendement en fonction du débit Q.

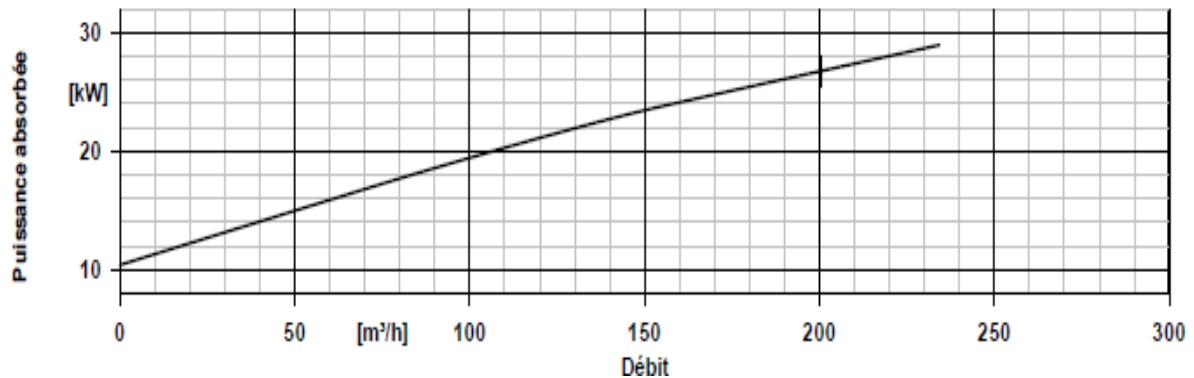


Figure IV.11: Courbe de la puissance à l'arbre en fonction du débit Q.

### VI.4.3. Modulation de la vitesse :

Une pompe à vitesse constante a habituellement une hauteur manométrique totale plus importante que celle requise par le procédé et à des conditions autres que le point de conception de la pompe. L'exploitation d'une pompe à vitesse variable peut permettre des économies d'énergie électrique en répondant aux exigences réelles du procédé

Lorsqu'une pompe fonctionne avec une grande variation de débit ou de hauteur statique, la modulation de la vitesse peut être une mesure intéressante pour optimiser le rendement.

Dans ce stade on va étudier les 2 variantes : le 1<sup>er</sup> cas pompe à vitesse fixe et le 2<sup>ème</sup> celui d'une vitesse variable.

#### VI.4.3.1. La 1<sup>ère</sup> variante : pompe à vitesse fixe

A l'aide du logiciel EPANET on va noter pour chaque augmentation de débit la pression au point de control et à la sortie de la station.

**Tableau IV.2 :** représente la variation de pression à la sortie des pompes et au point de contrôle

débit (m3/H)	marche des pompes	la pression en point de control PC (m)	la pression a la sortie des pompes (m)
30	1(200m3/h)	44,92	53,93
60	1(200m3/h)	43,75	52,78
90	1(200m3/h)	41,74	50,8
120	1(200m3/h)	39	48,1
150	1(200m3/h)	35,39	44,55
180	1(200m3/h)	31,1	40,32
210	2(400m3/h et 200m3/h)	42,91	52,21
250	2(400m3/h et 200m3/h)	41,92	51,32

**Tableau IV.2** : représente la variation de pression à la sortie des pompes et au point de control (suite de tableau)

débit (m <sup>3</sup> /H)	marche des pompes	la pression en point de control PC (m)	la pression a la sortie des pompes (m)
290	2(400m <sup>3</sup> /h et 200m <sup>3</sup> /h)	40,76	50,28
320	2(400m <sup>3</sup> /h et 200m <sup>3</sup> /h)	39,79	49,41
350	2(400m <sup>3</sup> /h et 200m <sup>3</sup> /h)	38,7	48,43
380	2(400m <sup>3</sup> /h et 200m <sup>3</sup> /h)	37,54	47,39
410	2(400m <sup>3</sup> /h et 200m <sup>3</sup> /h)	36,26	46,24
450	2(400m <sup>3</sup> /h et 200m <sup>3</sup> /h)	34,42	44,58
490	2(400m <sup>3</sup> /h)	37,47	47,83
530	2(400m <sup>3</sup> /h)	36,16	46,73
560	2(400m <sup>3</sup> /h)	35,12	45,85
590	2(400m <sup>3</sup> /h)	34	44,91
630	2(400m <sup>3</sup> /h)	32,43	43,59
670	2(400m <sup>3</sup> /h)	30,76	42,18
710	2(400m <sup>3</sup> /h)	29	40,69
740	2(400m <sup>3</sup> /h)	27,63	39,52
770	2(400m <sup>3</sup> /h)	26,16	38,28
800	2(400m <sup>3</sup> /h)	25	37,37



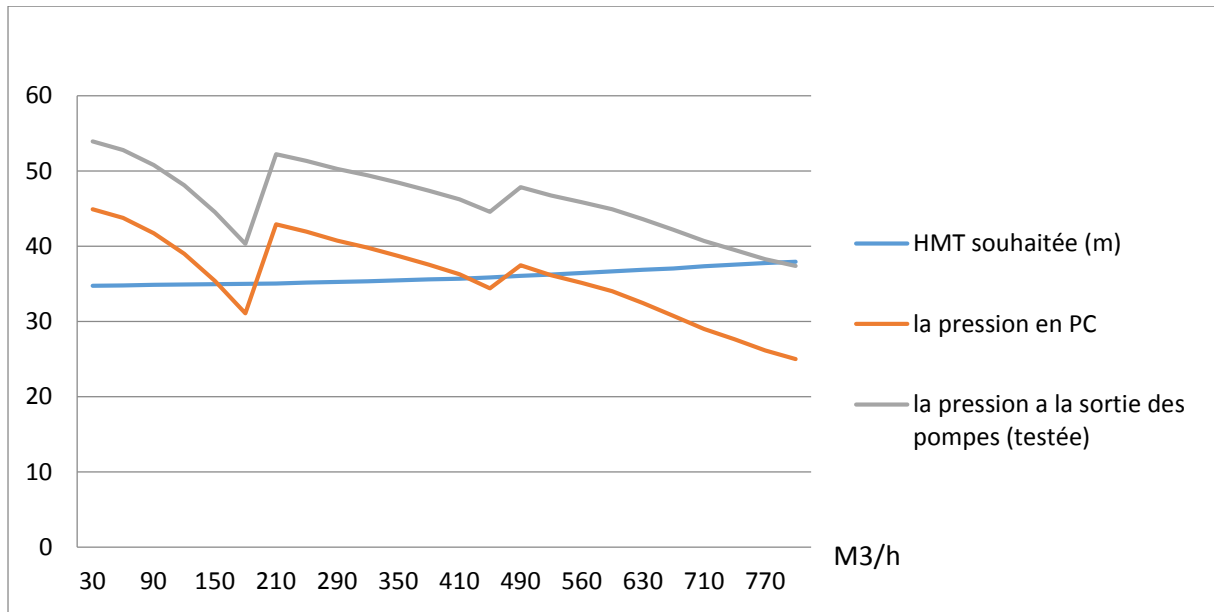


Figure IV.12 : la variation de la pression à la sortie des pompes et au point de contrôle en fonction du débit pour la 1<sup>ère</sup> variante.

VI.4.3.1.2. La 2<sup>ème</sup> variante : pompe à vitesse variable

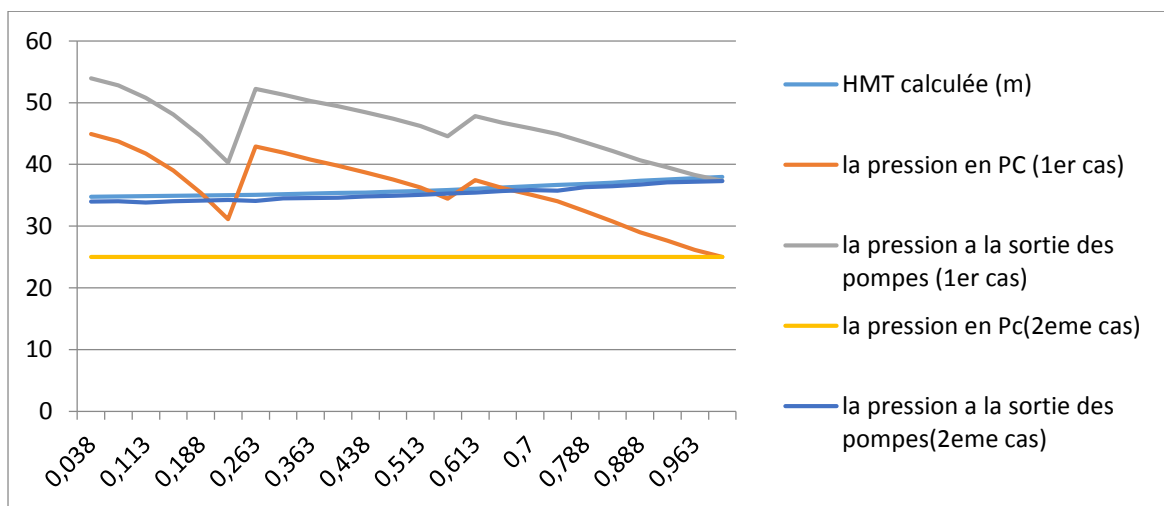
On va faire la même chose que dans le 1<sup>er</sup> cas mais cette fois ci on va introduire la notion de vitesse relative dans le logiciel.

Tableau IV.3 : variation de pression à la sortie des pompes et au point de control pour le 2<sup>ème</sup> cas

debit (m3/H)	marche des pompes	vitesse relative	la pression en Pc	la pression a la sortie des pompes
30	1(200m3/h)	0,791	25	33,97
60	1(200m3/h)	0,805	25	34
90	1(200m3/h)	0,826	25	33,8
120	1(200m3/h)	0,858	25	34,03
150	1(200m3/h)	0,897	25	34,13
180	1(200m3/h)	0,941	25	34,21
210	2(400m3/h et 200m3/h)	0,82	25	34,07
250	2(400m3/h et 200m3/h)	0,848	25	34,49
290	2(400m3/h et 200m3/h)	0,871	25	34,53

**Tableau IV.3** : variation de pression à la sortie des pompes et au point de control pour le 2<sup>ème</sup> cas (suite du tableau)

debit (m3/H)	marche des pompes	Vitesse relative	la pression en Pc	la pression a la sortie des pompes
320	2(400m3/h et 200m3/h)	0,892	25	34,62
350	2(400m3/h et 200m3/h)	0,919	25	34,8
380	2(400m3/h et 200m3/h)	0,947	25	34,93
410	2(400m3/h et 200m3/h)	0,98	25	35,07
450	2(400m3/h et 200m3/h)	0,805	25	35,25
490	2(400m3/h)	0,81	25	35,43
530	2(400m3/h)	0,823	25	35,69
560	2(400m3/h)	0,835	25	35,86
590	2(400m3/h)	0,848	25	35,73
630	2(400m3/h)	0,873	25	36,31
670	2(400m3/h)	0,898	25	36,47
710	2(400m3/h)	0,928	25	36,73
740	2(400m3/h)	0,955	25	37,09
770	2(400m3/h)	0,98	25	37,21
800	2(400m3/h)	1	25	37,3



**Figure IV.13** : la variation de la pression à la sortie des pompes et au point de contrôle en fonction du débit pour la 2<sup>ème</sup> variante.

### Interprétation des résultats

D'après les résultats obtenus on a vu que :

- L'utilisation des pompes à vitesses variables nous ont réduit la HMT de l'ordre de 16.63m ce que signifie optimisation de l'énergie est par conséquent réduction du prix.
- La courbe de la HMT calculé est celle de la deuxième variante sont pratiquement identique ce qui signifie la stabilisation du système et optimisation de la durée de vie des équipements.
- Réduction et stabilisation de pression au niveau du point critique.

### VI.5. Etude de la cavitation

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température.

Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) : elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur décondensation. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées.

La cavitation entraîne de graves incidences tel que :

- 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

Pour qu'une pompe fonctionne normalement (sans cavitation), il faut respecter la condition suivante :

**NPSH disponible > NPSH requis**

**NPSH disponible** : charge net d'aspiration disponible (Net positive section Head)

Calculé par la formule suivante :

$$\text{NPSH}_{\text{disponible}} = \frac{P_{\text{atm}}}{\rho} \pm (-\text{H}_{\text{asp}} + \text{j}_{\text{asp}} + \text{H}_v)$$

Avec :

$\frac{P_{\text{atm}}}{\rho}$  : Pression en mètre colonne d'eau en plan d'aspiration (**m**)

**H<sub>asp</sub>** : Hauteur d'aspiration (**m**) ;

**j<sub>asp</sub>** : Perte de charge à l'aspiration (**m**) ;

**H<sub>v</sub>** : Tension de vapeur (**m**).

La tension de vapeur est fonction de la température, les valeurs sont données dans le tableau Ci-dessous :

**Tableau IV.4 :** Tableau représentatif de la tension de vapeur  $H_v$  pour une température donnée

T°	0	4	10	<b>20</b>	30	40	50	60	70	80	100
H <sub>v</sub>	0,06	0,083	0,125	<b>0,25</b>	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

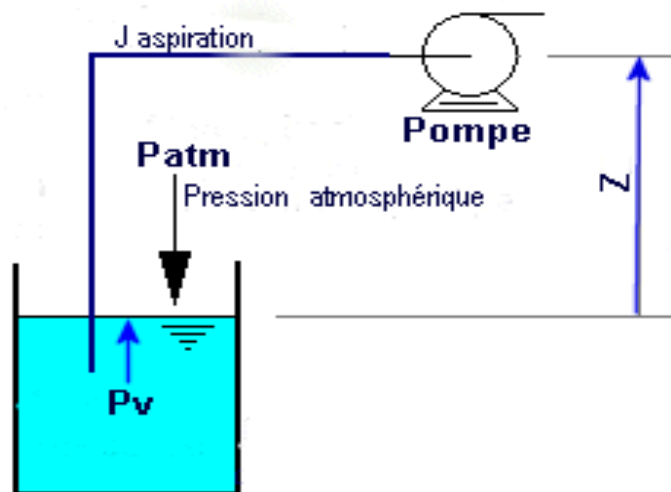
Pour les eaux ne dépassant pas 20°C, nous pouvons poser :

$$\frac{P_{atm}}{\omega} - H_v \cong 10\text{m}$$

**1<sup>er</sup> cas:** Fonctionnement de la pompe en aspiration

la pompe est installée au-dessus du niveau du liquide

**NPSH<sub>disponible</sub>  $\approx 10 - H_{asp} - j_{asp}$ .**



**Figure IV.14 :** Fonctionnement de la pompe en aspiration

2<sup>ème</sup> cas : Fonctionnement de la pompe en charge

La pompe est installée au-dessous du niveau du liquide

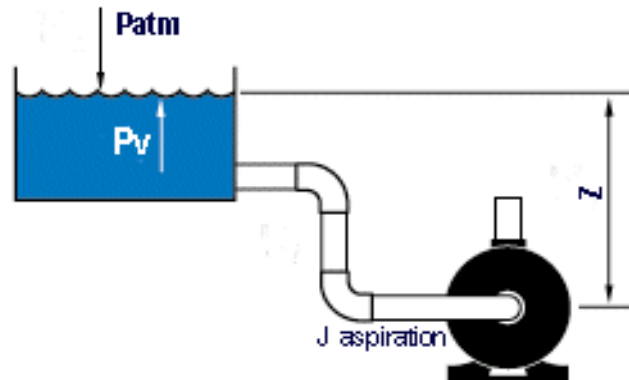


Figure IV.15 : Fonctionnement de la pompe en aspiration

La hauteur en charge **Hasp** = (**Z0** - **Z1**).

Nous aurons donc : **NPSHdesponible**  $\approx$  **10** + **Hasp** - **jasp**.

Dans notre cas le fonctionnement est en charge, la pompe est installée au-dessous du niveau du liquide

Donc on a :

$$Z0 = 11,8\text{m}$$

$$Z1 = 6,65\text{m}$$

$$\mathbf{Hasp} = 11,8 - 6,65 = 5,15\text{m}$$

Nous aurons donc :

$$\mathbf{NPSHdesponible} \approx \mathbf{10} + \mathbf{Hasp} - \mathbf{jasp}.$$

$$V = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \cdot 0,10576}{\pi \cdot 0,3^2} = 1,5\text{m/s}$$

Avec :

$$\mathbf{s} = (0,1 - 0,5)\text{m} ;$$

$$\mathbf{jasp} = 0,5\text{m} + \frac{v^2}{2g} = 0,61\text{m}$$

Vérification de non cavitation :

$$\mathbf{NPSHdesponible} \approx \mathbf{10} + \mathbf{Hasp} - \mathbf{jasp}.$$

$$\mathbf{NPSHdesponible} \approx \mathbf{10} + 5,15 - 0,61 = 14,54\text{m}$$

Donc d'après notre calcul on a :

$$\mathbf{14,54} > \mathbf{9,11}$$

Condition de non cavitation est vérifiée (**NPSHdesponible** > **NPSHrequis**)

## VI.6 DIMENSIONNEMENT DU BALLON DE SURPRESSION

### VI.6.1 Définition :

C'est un réservoir occupé à l'air comprimé dans leur partie supérieure, le dimensionnement de cette capacité de stockage est demandée dans le régime permanent pour la fourniture des petits débits et a fin d'éviter le démarrage trop fréquent des pompes.

### VI.6.2 L'emplacement du ballon de surpression :

Il est placé au refoulement des pompes, il contient de l'eau et de l'air (pouvant se comprimer, se détendre), souvent séparés par une vessie en Caoutchouc.

Ce réservoir appelle aussi 'ballon de régulation', il joue le rôle de réserve (limite donc le nombre de démarrage des pompes) et assurer le maintien de la pression dans le réseau lorsque les pompes sont arrêtées.

Donc le réservoir occupé à l'air comprimer dans leur partie supérieure.

Le ballon a un rôle important :

- Assurer la pression lorsque la pompe est à l'arrêt.
- Eviter le démarrage et l'arrêt incessant.
- Joue un rôle important dans la régulation, il fournit le petit débit.

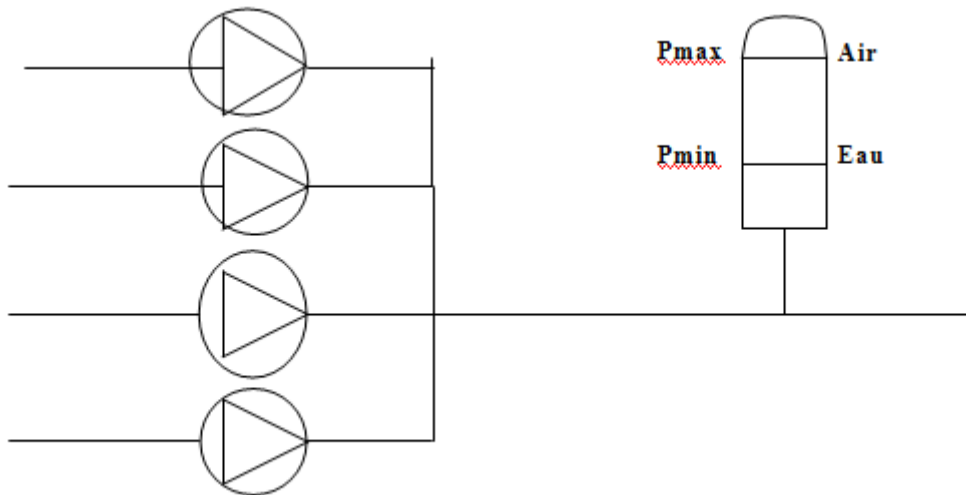


Figure IV.16: Ballon de surpression

### VI.6.3 Dimensionnement du ballon de surpression :

Les réservoirs d'air sont de deux types :

- **Réservoir a coussin d'air :**

Il est fabriqué en acier galvanisé dans lequel le coussin d'air pousse directement sur le volume d'eau :

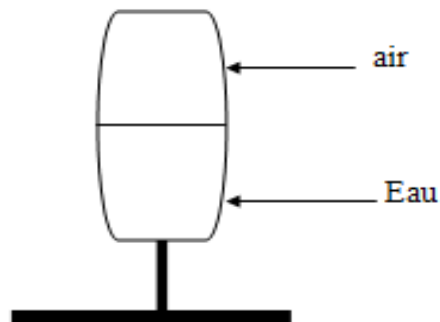


Figure IV.19 réservoir à coussin

- **Réservoir a vessie :**

L'eau se trouve à l'intérieur d'une vessie en caoutchouc, l'air se trouve entre la vessie et la paroi du réservoir il est plus coûteux qu'un réservoir sans vessie.

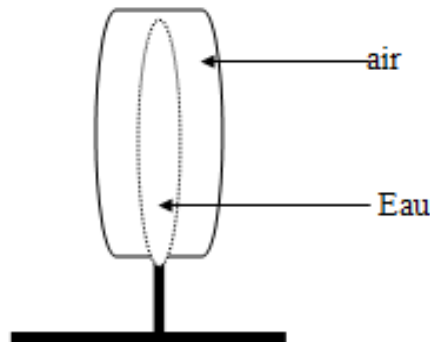


Figure IV.20 : réservoir a vessie

#### VI.6.3.1 Le volume du ballon de surpression

Partant de toutes ces considérations, le volume d'un ballon est déterminé par la relation suivante :

$$V_{ballon} = 16.5 * Q_m * \frac{(p_a+1)*(p_d+1)}{n_d * n_p * (p_a - p_d) * (p_g + 1)}$$

$V_{ballon}$  : Volume du ballon en litre.

$Q_m$  : Débit moyen de la pompe en litres/minute.

$p_a$  : Pression d'arrêt des pompes en bar.

$p_d$  : Pression de démarrage des pompes en bar.

$p_g$  : Pression de pré-gonflage en bar .

$n_d$  : Le nombre de démarrage par heure,

$n_p$  : Nombre de pompes.

On pourra retenir pour la valeur du débit moyen de la pompe :

$$Q_m = (Q_{Démarrage} + Q_{arrêt}) * \frac{1}{2}$$

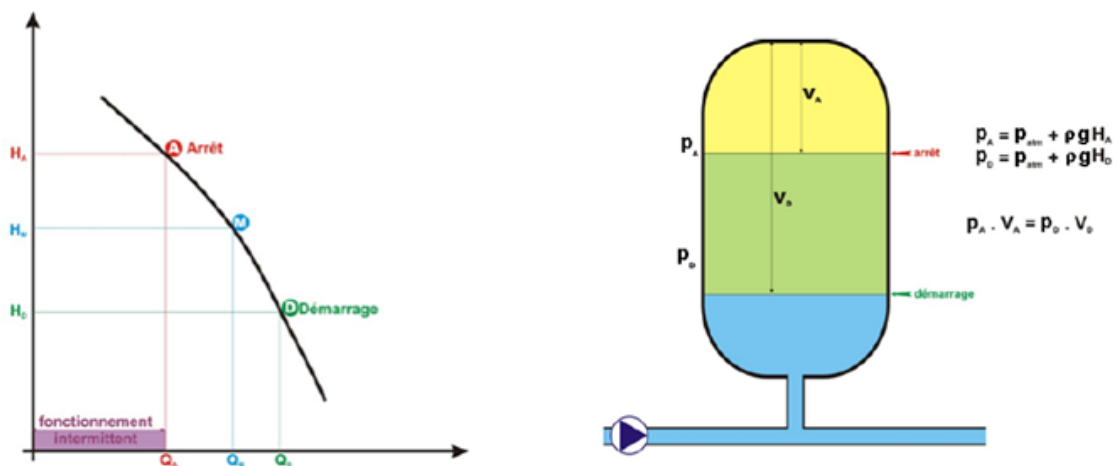


Figure IV.20 Schéma de fonctionnement d'un ballon de surpression



$Q_{\text{arrêt}} = 25 \text{ m}^3/\text{h}$  ,  $Q_{\text{démarrage}} = 210 \text{ m}^3/\text{h}$  ,  $N_d = 10$  ,  $N_p = 2$

$P_a = 5.3 \text{ bar}$  ,  $P_d = 3.7 \text{ bar}$  ,  $P_g = 0.2 \text{ bar}$

$N_p = 2$  .

$$V_{\text{ballon}} = 16.5 * 51.39 * \frac{(5.3 + 1) * (3.7 + 1)}{10 * 2 * (5.3 - 3.7) * (0.2 + 1)}$$

$$V_{\text{ballon}} = 653.82 \text{ L}$$

### VI.6.3.2 L'utilisation des lois de similitude pour la réduction du volume du ballon de surpression :

Les relations entre la hauteur manométrique totale (H), le débit (Q), la puissance (P), la vitesse (N) suivent des règles bien définies, connues sous le nom de lois de similitude. Ces relations ont d'abord été obtenues expérimentalement, mais elles possèdent un fondement théorique.

Pour les pompes à vitesse variable, la courbe de la pompe se décale qu'and la vitesse change. Les rapports entre le débit Q et la charge H pour deux points de fonctionnement homologues, aux vitesses  $N_1$  et  $N_2$  sont :

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{Q_1}{Q_2} \quad \text{Et} \quad \left(\frac{N_1}{N_2}\right)^2 = \frac{H_1}{H_2} .$$

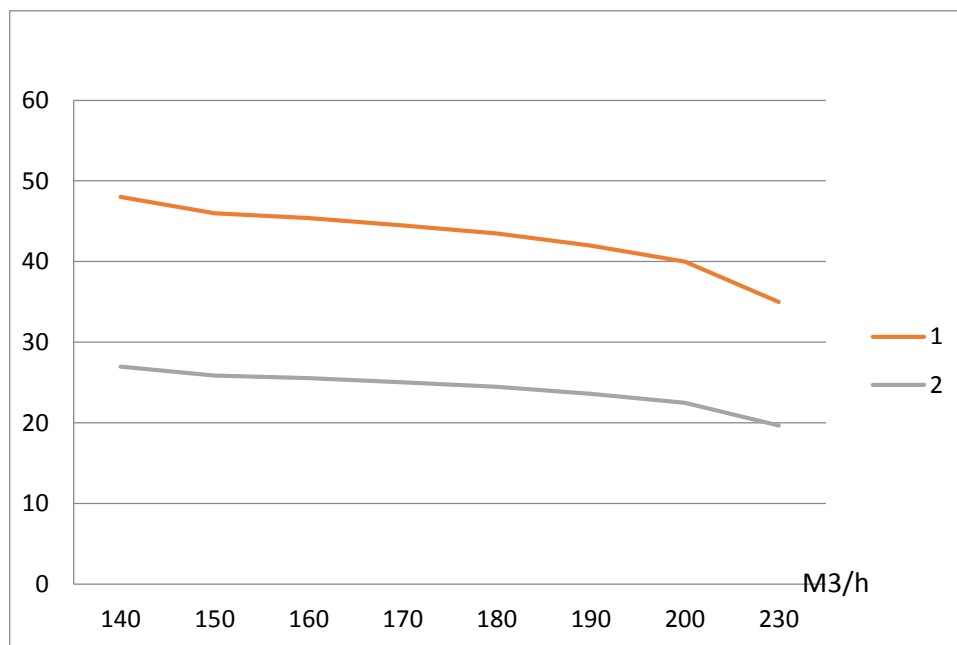
On retrace la courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit Q de la pompe, puis on trace la nouvelle courbe après similitude à l'aide de ces formules :

$$\frac{N_1}{N_2} = \frac{Q_1}{Q_2} = 0.75$$

$$\left(\frac{N_1}{N_2}\right)^2 = \frac{H_1}{H_2} = 0.75$$

**Tableau IV.5** : la hauteur de refoulement dans le cas normal et après similitude en fonction du débit

debit(M3/h)	1	2
140	48	27
150	46	25,88
160	45,4	25,54
170	44,5	25,031
180	43,5	24,47
190	42	23,625
200	40	22,5
230	35	19,69

**Figure IV.21** : Courbe de la hauteur de refoulement dans le cas normal et après similitude en fonction du débit Q

Interprétation :

Les indices 1 et 2 représentent respectivement les conditions de fonctionnement existantes et les nouvelles conditions. À vitesse variable, le calcul vise à réduire la puissance requise pour atteindre les divers points de fonctionnement du système en utilisant la vitesse comme variable de contrôle. La figure montre les diminutions de vitesse qui entraînent une baisse graduelle de la courbe de la pompe.

Donc le nouveau volume du ballon sera :

$$Q_{\text{arrêt}} = 140 \text{ m}^3/\text{h} \quad , \quad Q_{\text{démarrage}} = 210 \text{ m}^3/\text{h} \quad , \quad N_d = 10 \quad , \quad N_p = 2$$

$$P_a = 2.7 \text{ bar} \quad , \quad P_d = 1.9 \text{ bar} \quad , \quad P_g = 0.2 \text{ bar}$$

$$N_p = 2 \quad .$$

$$V_{\text{ballon}} = 16.5 * 48.61 * \frac{(2.7 + 1) * (1.9 + 1)}{10 * 2 * (2.7 - 1.9) * (0.2 + 1)}$$

$$V_{\text{ballon}} = 448.24 \text{ L}$$

Donc le volume de notre ballon est 500 L

## IV.7. bâtiment de la station de pompage :

### IV.7.1. choix du type du bâtiment :

Il existe différents types de bâtiment pour une station de pompage :

- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache sèche.
- Bâtiment type bache mouillée.
- Bâtiment de type semi-enterré et sur sol.

### IV.7.2. Dimensionnement du bâtiment la station de pompage :

#### a. La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \text{ [m]}$$

Avec :

$h_5$  : Distance verticale  $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$h_p$  : hauteur de la pompe,  $h_p = 820 \text{ mm} = 70,5 \text{ cm}$ .

$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm}$ , on prend  $h_{\text{socle}} = 40 \text{ cm}$ .

$h_{\text{reserve}} = 0.70 \text{ m}$ .

Donc  $h_5 = 1,805$  m

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme, on prend  $h_6 = 2,4$  m.

$h_7$  : Hauteur de chariot  $h_7 = 0,4$  m.

$h_8$  : Hauteur profilée, on prend  $h_8 = 0,8$  m.

$h_9$  : Hauteur de sécurité  $h_9 = 0,6$  m.

Alors  $H_b = 6,005$  m.

On prend :  $H_b = 6,5$  m.

**b. Largeur du bâtiment :**

$$l_b = l_1 + l_2 + l_p + l_c + l_b + 2 * S \text{ [m]}$$

Avec :

$S$  : épaisseur des murs  $S = 0,4$  m.

$l_1$  : distance entre le mur et le 1er organe tel que  $l_1 = 3$  m.

$l_2$  : longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement estimé à  $l_2 = 10,2$  m.

$l_p$  : longueur de la pompe  $l_p = 2,3$  m.

$l_c$  : largeur du couloir  $l_c = 1,7$  m.

$l_b$  : largeur des différents bureaux  $l_b = 8$  m.

Donc :  $l_b = 26$  m.

**c. Longueur du bâtiment :**

$$L_b = n_p * L_p + L_{pf} + L_d + L_{ref} + L_{int} \text{ [m]}$$

Avec :

$n_p$  : nombre de pompe = 2+2.

$L_p$  : largeur de la pompe = 0.81 m.

$L_{int}$  : distance entre deux pompes voisines = 1.5 m.

$L_{pf}$  : longueur de la plateforme = 2.3 m.

$L_{ref}$  : Longueur des accessoire de refoulement général = 4m.

$L_d$  : divers (murs, portes...) = 3.66 m.

Alors :  $L_b = 14,7$  m.

## CONCLUSION

D'après l'étude que nous avons faite dans ce chapitre, nous avons adapté pour la station de surpression projetée, des pompes centrifuges à axe horizontal type **KSB** qui refoule des débits importants.

Afin d'assurer le bon fonctionnement des pompes tous en tenant compte des effets néfastes de la cavitation nous sommes astreint de faire le calage des pompes pour la bonne disposition des pompes.

Pour le bon fonctionnement de la station et la protection et l'augmentation de la durée de vie des pompes on a dimensionné un ballon de régulation.

On a vu aussi l'importance et les avantages des stations de pompage avec refoulement distributif tels que :

- Minimisation du coût par l'optimisation de l'énergie
- Stabilité du système et réduction de l'intervention sur le réseau (quotidienne et fréquente)
- L'optimisation et la **maîtrise du bruit car lorsque l'on diminue la vitesse de rotation d'une pompe, son niveau sonore diminue.**
- Gain de place, simplicité d'installation car ce type de pompe permet de diminuer la taille du réservoir car grâce à la technologie du variateur embarqué, on diminue considérablement la taille de l'armoire.
- **Plus fiable, plus souple, moins de maintenance et des équipements préservés car :**
  - Les démarrages et arrêts du système sont souples, ils n'engendrent pas de surintensités.
  - L'installation n'est plus soumise à des surpressions régulières sous forme de coups de bélier.
  - La pompe ne tourne plus en permanence à sa vitesse maximale. Les roulements, la garniture métallique sont donc moins sollicités.

**PROTECTION  
DES CONDUITES  
CONTRE LE COUP  
DE BELIER**

## INTRODUCTION

Lors de la conception d'un réseau, les risques éventuels de coups de béliers doivent être étudiés et quantifiés, afin de mettre en œuvre les protections qui s'imposent, notamment dans le cas de canalisation de refoulement.

### V.1 Généralité :

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

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

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

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

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

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

Les risques dus aux coups de bélier sont de plusieurs ordres :

- **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions 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  $-10\text{mCE}$ , 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 du tuyau** : 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 pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

## V.2 Interprétation physique du coup de bélier :

### ➤ 1<sup>ère</sup> phase

L'eau poursuit son ascension, mais la conduite n'est plus alimentée, il va donc se produire à partir de la pompe une dépression ; de tranche en tranche l'eau se déprime et la conduite se contracte successivement par diminution élastique de son diamètre. L'onde de dépression se propage jusqu'au réservoir à la vitesse  $a$ . Le temps mis par cette onde pour l'atteindre est  $L/a$

### ➤ 2<sup>ème</sup> 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<sup>ème</sup> 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<sup>ème</sup> 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.

### **V. 3 Règles divers pour la protection contre le coup de bélier :**

#### **1. Règles 1 : Pression minimale admissible :**

En présence d'eau potable ou d'eau destinée à la consommation humaine (avant traitement), aucune dépression de la conduite n'est admise. La pression intérieure de la conduite doit être supérieure à la pression extérieure (niveau maxi de la nappe ou des inondations). Dans le cas de l'assainissement, la dépression maximale admissible pour les conduites est de **5 mce** (en absence d'indication du fournisseur de la conduite).

#### **2. Règles 2 : Maintenance**

La maintenance régulière des équipements de protection est indispensable. Lors d'une opération de maintenance sur un appareil de protection anti-bélier, la station de pompage n'est plus protégée, elle est alors indisponible. Un fonctionnement en mode dégradé de l'installation (à débit réduit) est souvent possible mais nécessite une étude préalable (cas des relevages d'eaux usées avec arrivée permanente d'effluents). Dans certains cas, notamment en zone urbaine, les équipements de protection sont doublés ou dédoublés.

Des moyens de vidange des organes de protection sont à prévoir avec, en assainissement, la récupération des eaux usées.

#### **3. Règles 3 : Positionnement des dispositifs de protection :**

Les dispositifs de protection doivent être au plus près de la conduite à protéger pour éviter tout retard lié au temps de réponse. Le raccordement sera conçu avec le minimum de perte de charge, les robinets d'isolement à passage intégral de type robinet-vanne seront à ce titre préféré aux robinets à papillon. L'accès et les moyens de levage (pour maintenance et/ou remplacement) sont à prévoir.

**4. Règles 4 : Recommandations diverses :**

- Pour la fourniture d'eau potable, les matériaux constitutifs des dispositifs de protection doivent être conformes à la réglementation.
- Les équipements exposés au gel doivent comporter une protection spécifique.
- Les compresseurs d'air doivent refouler de l'air non pollué.
- Les temporisations de redémarrage des pompes suite à une disjonction doivent être adaptées au temps d'amortissement des régimes transitoires.
- Une prise de pression pour la vérification de l'efficacité de la protection est à prévoir.
- Dans le cas de l'installation d'un surpresseur en aval d'un disconnecteur, la conduite d'aspiration peut être soumise à une pression supérieure à la pression de l'alimentation en eau.

**V.4- 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.

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

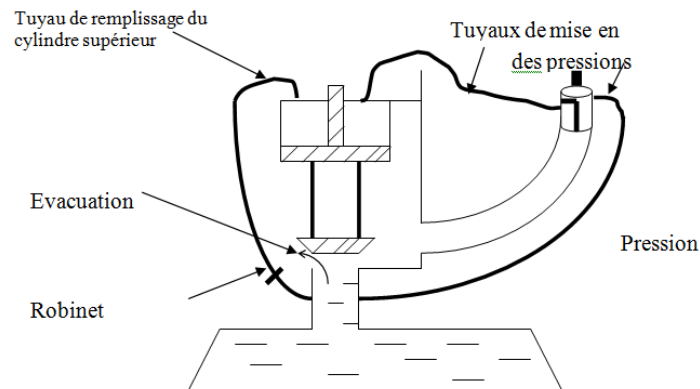
**➤ Vanne à fermeture lente :**

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  $1,04 \div 1,1$  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.



**Figure V.1:** Soupape de décharge type LEZIER

#### ➤ Cheminée d'équilibre :

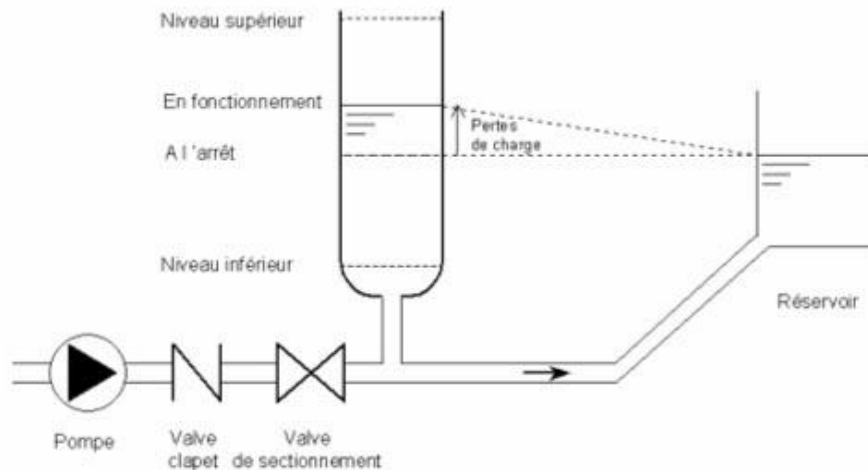
La cheminée d'équilibre est une réserve d'eau en contact permanent avec la conduite et dont la surface libre traduit exactement les variations de pression du fluide.

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  $\frac{4L}{a}$  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



**Figure V.2 :** Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement

#### ➤ **Volant d'inertie :**

Le volant d'inertie est un dispositif permettant d'augmenter le temps d'arrêt de la pompe, grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

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.

#### ➤ **Réservoir d'air :**

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

Ce dispositif est le plus simple car il protégera les installations aussi bien contre les surpressions et les dépression

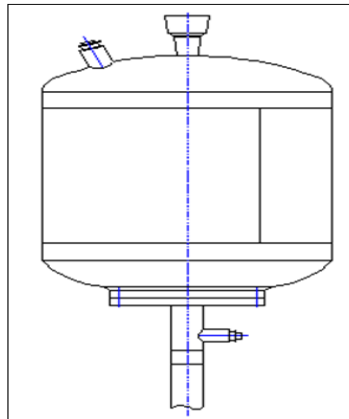


Figure V. 3: Réservoir d'air

Tableau V.1: les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Coût limité</li> <li>- Entretien et réglage facile</li> <li>- Ne consomme pas d'énergie</li> <li>- Indépendante d'une installation électrique.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessite un entretien et un contrôle attentifs (ressort).</li> <li>- Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Utilisé comme protection contre la surpression</li> </ul>
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécaniques susceptibles de fonctionnement défectueux).</li> <li>- Importante durée de vie ;</li> <li>- Indépendante d'une installation électrique ;</li> <li>- Pas de pertes d'eau</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Possibilités d'installation limitées.</li> <li>- Ouvrage coûteux (hauteur généralement très développée).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Utilisé comme protection et pour la dépression et pour la surpression</li> </ul>

**Tableau V.1:** les avantages et les inconvénients des moyens de protection contre le coup de bélier ( suite du tableau).

Appareils	Avantages	Inconvénients	Observations
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Bon fonctionnement ;</li> <li>- Bonne sécurité ;</li> <li>- Pas de pertes d'eau</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié.</li> <li>- Coût élevé.</li> </ul>	- Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression
Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dispositif économique</li> <li>- Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent pas trop souvent.</li> </ul>	<p>Consommation d'énergie supplémentaire.</p> <p>Protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage.</p> <p>Inapproprié dans les stations à forte fréquence de démarrage.</p>	Utilisé comme protection contre les dépressions

Parmi tous ces anti bélier, on a remarqué que le réservoir d'air à anti bélier est le meilleur anti bélier en ligne, grâce à quelques avantages qu'il présente :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à l'installer et facilement contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.

### V.5 Principe de fonctionnement du réservoir anti-bélier :

En fonctionnement normal la pression de la conduite s'équilibre avec celle de l'air dans le réservoir. A la fermeture brusque d'une vanne ou à l'occasion d'une disjonction électrique, il se crée alternativement une surpression et une dépression.

Au moment de dépression, la pression de l'air dans le réservoir chasse l'eau vers la conduite pour combler cette baisse de pression. Quand la vitesse devient nulle, l'onde revient en arrière, et la conduite reprend progressivement, par élasticité sa forme normale.

La première tranche arrêtée par le clapet, qui se trouve en principe fermé, sera comprimée par les tranches suivantes. Il se crée une surpression qui progresse du clapet vers le réservoir. Et le mouvement reprend encore.

Au moyen d'une tuyère (ou d'une diaphragme) disposé sur le tuyau de raccordement conduite- réservoir d'air, l'énergie de l'eau est dissipée par perte de charge et l'on obtient un amortissement par compression de l'air dans le réservoir.

En conséquence, il convient de bien dimensionner le réservoir d'air en fonction des caractéristiques hydraulique et technique de l'installation, tout en évitant les dépenses inutiles par un sur dimensionnement.

### V.6 Dimensionnement du réservoir d'air:

Nous utiliserons pour le dimensionnement du réservoir d'air **le logiciel WINRAM** car c'est un logiciel qu'on l'utilise dans le cas de refoulement distributif.

#### Calcul de la célérité d'ondes

Les ondes de dépression et de surpression, générées par le coup de bélier sont caractérisées par une vitesse de propagation (célérité), donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \quad (\text{m/s})$$

Où : D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

E : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation

**Tableau V.2:** Valeurs du coefficient K

Maériau	K
Acier	0,5
Fonte	1
Béton	5
Amiante ciment	4
PVC	33
PHED	83

Dans notre cas on prend K=83

Les données introduites dans le logiciel :

- Calcul de la célérité "a" :

$$- a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 83 \cdot \frac{352,6}{23,7}}} = 276,37 \text{ m/s}$$

- Volume d'air initial dans le ballon : 1000 litres
- Pression initiale de l'air dans le ballon : 31.80 mCE
- Cote du plan d'eau pompes en service : 10.00 m NGA
- Diamètre de la conduite de raccordement ou au col du clapet : 200.0 mm
- Cote du plan d'eau pompes en service : 10.00 m NGA
- Diamètre de la conduite de raccordement ou au col du clapet : 200.0 mm
- Coefficients de perte de charge pour le diamètre ci-dessus :
  - Dans le sens vidange : 1.7
  - Dans le sens remplissage : 1.7

Les résultats de la simulation :

- Volume maximum de l'air dans le ballon : 2686 litres
- Volume d'air normalisé : 3000 litres
- Pression de prégonflage du ballon : 0.3 bars



- Pression mini atteinte dans le ballon : 2.77 mCE
- Pression maxi atteinte dans le ballon : 48.91 mCE
- Diamètre de la virole : 1000 mm

Le graphe obtenu

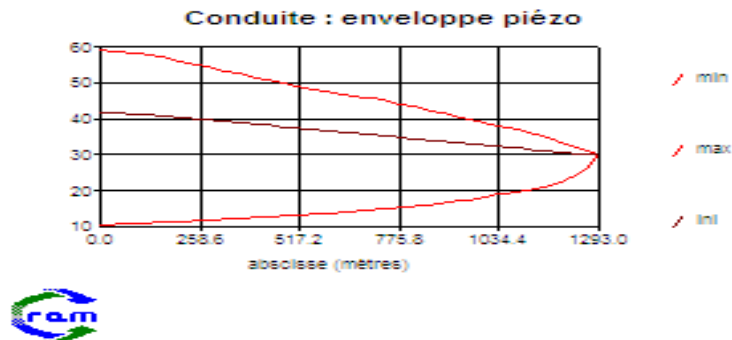


Figure V.4: le graphe obtenu par le Logiciel WINRAM

Après avoir transformé les résultats en format Excel, on a tracé la courbe des côtes terrain pour chaque point de la conduite jusqu'au point de contrôle pour vérifier si ce réservoir d'air valable ou pas, on a obtenu le graphe suivant :

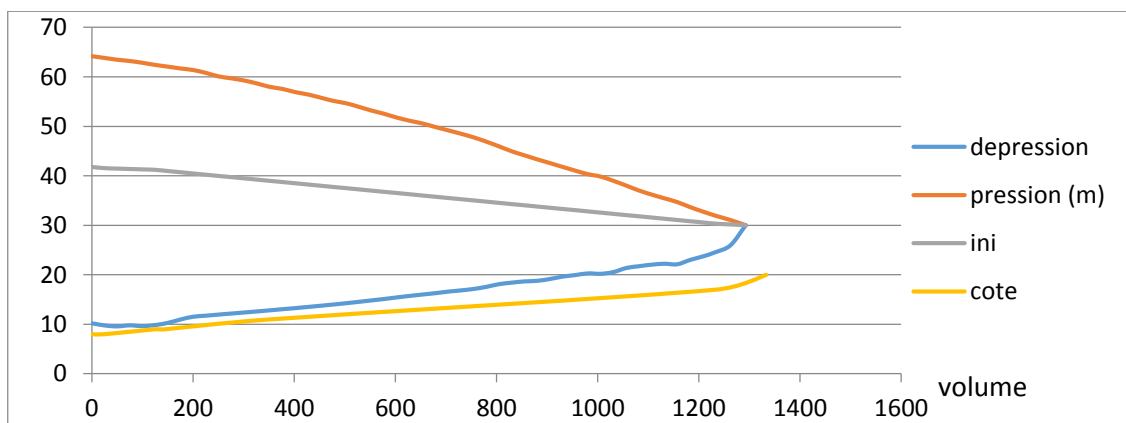
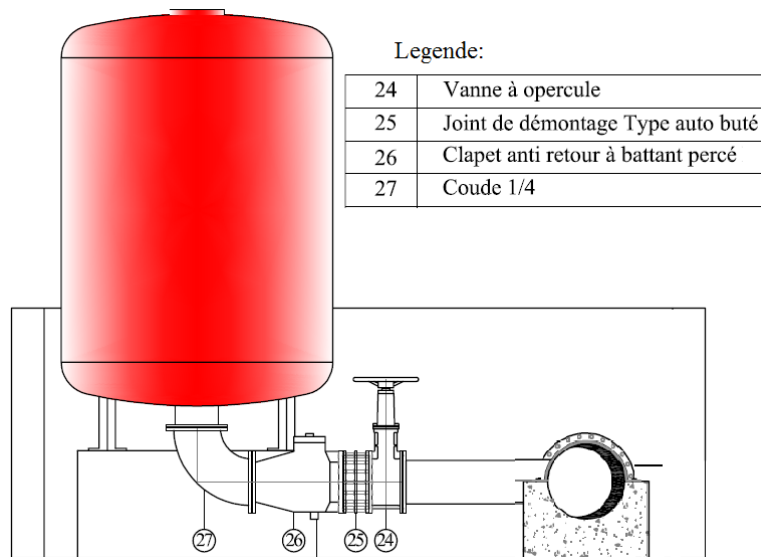


Figure V. 5 : le graphe obtenu après la simulation

- On remarque que la courbe des côtes est sous la courbe de dépression ce qui signifie qu'il n'aura pas un risque d'explosion du système.
- On conclut que ce réservoir est valable, il assure la protection du système souhaité.

## V.7 Installation du réservoir d'air :

Vu ses dimensions, le réservoir d'air sera installé à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.



**Figure V.6** : Schéma d'installation du réservoir d'air

## CONCLUSION

Dans tout projet de station de pompage soit avec refoulement simple ou distributif, la protection anti-bélier doit donc être sérieusement prise en compte afin d'éviter des incidents aux conséquences graves.

Dans ce chapitre, on opte pour la protection contre le régime transitoire juste à la sortie de la station de pompage, l'installation d'un réservoir d'air d'une capacité 3000 litres.

# **POSE DE CANALISATION**

## INTRODUCTION

La pose de canalisation est une opération délicate influée directement sur la durée de vie, les conditions et les coûts d'entretien du réseau d'A.E.P dont un élément mal posé peut entraîner un mauvais fonctionnement du système dans son ensemble.

Il importe donc que la pose soit conduite avec méthode, en respectant les règles qui garantissent un service sans défaillance, quelles que soit les conditions initiales d'environnement et du marché de réseau.

### VI.1. Pose de canalisation

#### VI.1.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

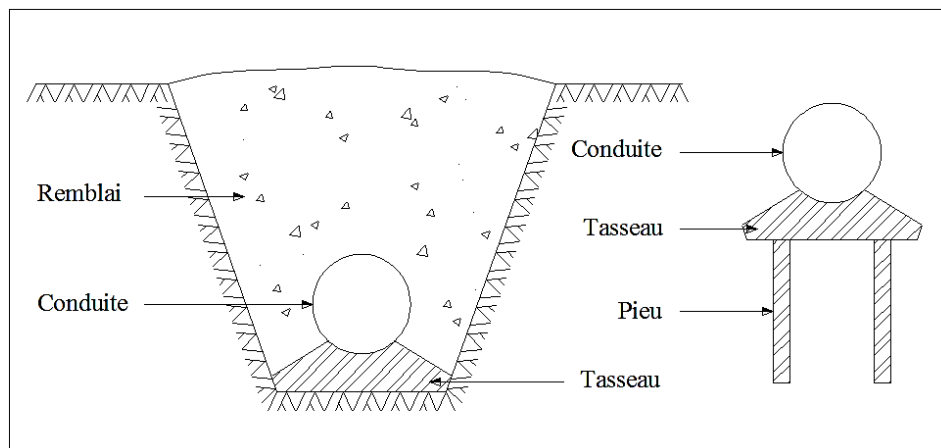
Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins.

#### VI.1.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

##### VI.1.2.1. Cas d'un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.



**Figure VI.1 :** Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

Dans notre cas, on prévoit une pose de canalisation sur les tasseaux et ceci dans les terrains de nature limoneux-sableux.

#### VI.1.2.2. Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène, lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à  $1500 \Omega \cdot \text{cm}$  ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

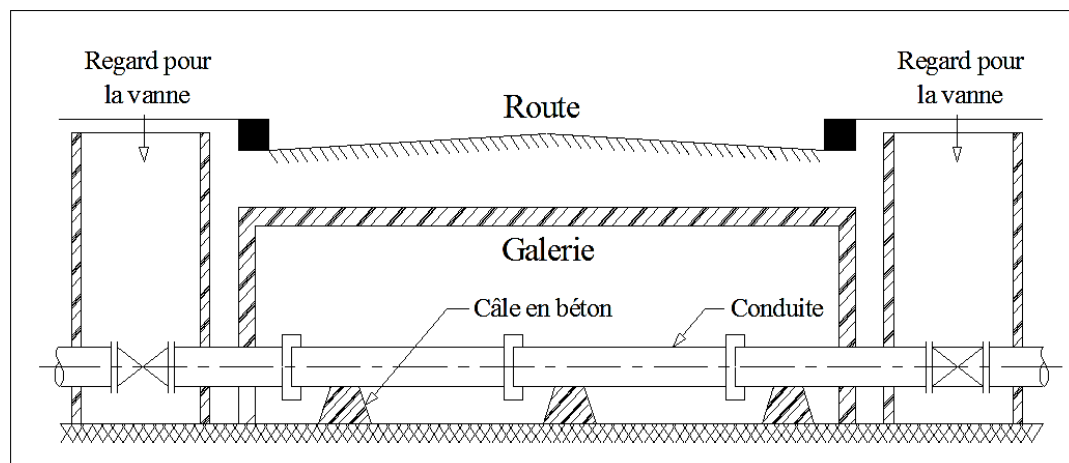
La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m.

#### VI.1.2.3. Pose de canalisation en galerie

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous obligent à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.



**Figure VI.2 :** Pose de canalisation en galerie.

#### VI.1.2.4. Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

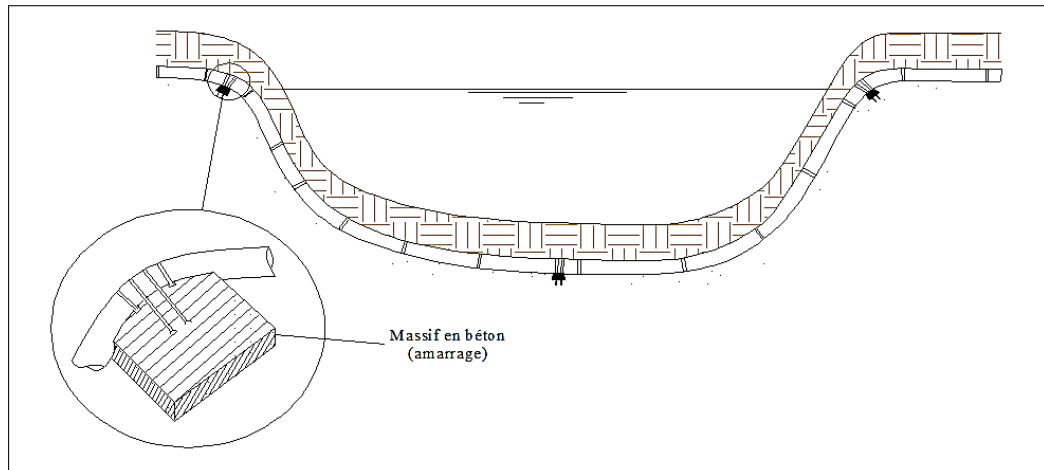


Figure VI.3 : Traversée d'une rivière.

### VI.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminées.

### VI.3. Nivellement de la plate-forme de pose

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul. On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

### VI.4. Décapage de la couche de terre 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. Le volume de la couche à décapier est donné par la formule suivante :

$$V_{cv} = L \cdot b \cdot e \text{ [m}^3\text{]} \dots \dots \dots \text{(VI.1)}$$

Avec :

- $V_{cv}$  : volume de la terre décapée en (m<sup>3</sup>).
- $L$  : longueur totale des tranchées en (m).
- $b$  : largeur de la couche végétale en (m).
- $e$  : épaisseur de la couche en (m),  $e = 10$  cm.

Pour la réalisation de cette opération, On opte un bulldozer ou un angledozer.

### VI.5. Excavation des tranchées

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement ou manuellement, la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée ( $H_{tr}$ ).
- La largeur de la tranchée ( $b$ ).

#### VI.5.1. La profondeur ( $H_{tr}$ )

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \text{ [m]} \dots \dots \dots \text{(VI.2)}$$

Avec :

- $H_{tr}$  : Profondeur de la tranchée (m).
- $D$  : Diamètre de la conduite (m).
- $h$  : Hauteur de la génératrice supérieure de la conduite elle est entre 80 et 120 cm, on prend  $h = 0.85 \text{ m}$ .
- $h_1$  : Epaisseur du lit de pose, on prend  $h_1 = 0.2 \text{ m}$ .

$$\Rightarrow H_{tr} = 0.315 + 1 = 1.315 \text{ m, on prend } 1.5\text{m}$$

#### VI.5.2. La largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place. Elle doit permettre une pose correcte ; facilite-la Tache et aussi permettre le compactage du remblai.

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite. On laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ [m]} \dots \dots \dots \text{(VI.3)}$$

Avec :

- $b$  : largeur de la tranchée (m).
- $D$  : diamètre de la conduite (m).

#### VI.5.3. Choix du coefficient du talus

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus. Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tab.VI.1 : Choix du coefficient du talus.

Sols	Profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
Sable	m=0,5	m=1
Limon sableux	m=0,25	m=0,67
Limon argileux	m=0	m=0,5

Choix du coefficient du talus.

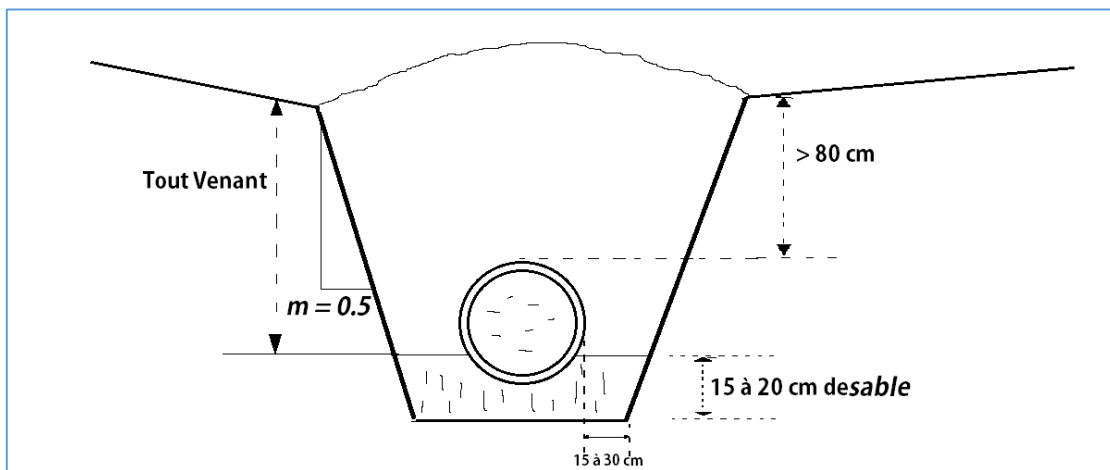


Figure VI.4 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.

## VI.6. Le volume des déblais

### VI.6.1. Section de la tranchée :

Les sections des tranchées sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2 [m^2] \dots \dots \dots (VI.4)$$

Avec :

- $H_{tr}$  : profondeur totale de la tranchée (m).
- $b$  : largeur du fond de la tranchée (m).
- $m$  : coefficient du talus.

### VI.6.1. Volume à excaver

Le volume d'excavation est :  $V_D = S_{tr} \times L = (b \times H_{tr}) \times L [m^3] \dots \dots \dots (VI.5)$

Avec :

- $V_D$  : Volume du déblai (m3).
- $S_{tr}$  : La section du tranché (m2).
- $L$  : La longueur du tranché (m).
- $b$  : La largeur du tranché (m).



- $H_{tr}$  : La hauteur de la tranchée (m).

**Tab.VI.2** : Calcul du volume du déblai.

Tronçons	Diamètre mm	Diam ext	L	b	$H_{tr}$	$S_D$	V Déblai	V Décapage
			(m)	(m)	(m)	(m <sup>2</sup> )	(m <sup>3</sup> )	(m <sup>3</sup> )
15_16	66	75	308	0.68	1.13	1.08	332.64	20.94
15_18	110,2	125	130,8	0.73	1.18	1.21	158.27	9.55
18_19	96,8	110	118	0.71	1.16	1.16	136.88	8.38
19_20	66	75	500	0.68	1.13	1.08	540	34
20_21	110,2	125	595	0.73	1.18	1.21	719.95	43.44
21_22	141	160	238	0.76	1.21	1.29	307.02	18.09
22_24	141	160	461	0.76	1.21	1.29	594.69	35.04
23_24	176,2	200	238	0.80	1.25	1.39	330.82	19.04
24_25	277,6	315	30	0.92	1.37	1.73	51.9	2.76
25_28	352,6	400	20	1	1.45	1.98	39.6	2
28_29	440,6	500	100	1.1	1.55	2.30	230	11
25_30	352,6	400	208	1	1.45	1.98	411.84	20.8
10_30	352,6	400	880	1	1.45	1.98	1742.4	88
15_23	141	160	538	0.76	1.21	1.29	694.02	40.89
9_29	277,6	315	100	0.92	1.37	1.73	173	9.2
27_29	352,6	400	25	1	1.45	1.98	49.5	2.5
Total							6512.53	552.83

## VI.7. Le volume des remblais

Le volume des remblais est :  $V_R = S_R \cdot L$  [m<sup>3</sup>].....(VI.7)

Avec :

- $L$  : La longueur du tranché en (m).
- $S_R$  : La surface de remblai, égale à :  $S_R = S_D - S_c - S_s$  [m<sup>2</sup>].....(VI.8)

Avec :

- $S_D$  : surface du déblai en (m<sup>2</sup>).
- $S_c$  : surface de la conduite en (m<sup>2</sup>).
- $S_s$  : surface du lit de sable en (m<sup>2</sup>).

Le calcul de volume de remblai est représenté dans le tableau suivant :

Tab.VI.3 : Calcul du volume du remblai.

Diameter Ext (mm)	L (m)	Sc (m <sup>2</sup> )	Ss (m <sup>2</sup> )	S <sub>D</sub> (m <sup>2</sup> )	S <sub>R</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>R</sub> (m <sup>3</sup> )
75	308	0.0044	0.14	1.08	0.94	289.52
125	130,8	0.0122	0.15	1.21	1.05	137.34
110	118	0.0863	0.14	1.16	0.93	109.74
75	500	0.0044	0.14	1.08	0.94	470
125	595	0.0122	0.15	1.21	1.05	624.75
160	238	0.0200	0.15	1.29	1.12	266.56
160	461	0.0200	0,15	1.29	1.12	516.32
200	238	0.0314	0,16	1.39	1.20	285.6
315	30	0.0778	0,18	1.73	1.47	44.1
400	20	0.1256	0,20	1.98	0,65	13
500	100	0.0078	0,22	2.30	2.07	207
400	208	0.1256	0.20	1.98	0.65	135.2
400	880	0.1256	0.20	1.98	0.65	572
160	538	0.0200	0.15	1.29	1.12	602.56
315	100	0.0778	0.18	1.73	1.47	147
400	25	0.1256	0.20	1.98	0.65	16.25
Total						<b>4436.89</b>

### VI.8. Evaluation du projet

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

**Tab.VI.4 :** Devis estimatif de l'établissement du projet.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
<b>1- Terrassement</b>				
Décapage	m3	552.83	300	165 849.00
Déblais	m3	6512.53	300	1953759.00
Pose de lit du sable	m3	714.14	1 200	856968.00
Remblaiement des tranchées avec du tout venant	m3	4436.89	300	1331067,00
Évacuation des déblais excédentaires	m3	2075.64	200	415128.00
<b>2- Transport et pose de canalisations</b>				
Conduite ø 500	ml	100	11878.44	1187844.00
Conduite ø 400	ml	1133	7837.53	8879921.49
Conduite ø 315	ml	130	4789.47	622631.10
Conduite ø 200	ml	238	1931.48	459692.24
Conduite ø 160	ml	1237	1336.43	1653163.91
Conduite ø 125	ml	725.8	772.36	560578.88
Conduite ø 110	ml	118	632.39	74622.02
Conduite ø 75	ml	808	351.59	284084.72
<b>4- Station de pompage</b>				
Géni civile	-			3 536471,66
Equipement	-			16 695214,00

Donc le devis global de ce projet est :

**Tab.VI.5 :** Devis estimatif global.

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	4 722 771
Conduites	13 722 538.36

Station de pompage	20 231 685.66
Totale HT	38 676 995.02
TVA 17%	6 575 089.15
<b>TOTALE TTC</b>	<b>45 252 084.17</b>

## CONCLUSION

A travers ce chapitre, nous avons défini tous les travaux qui vont avoir lieu sur chantier, et la manière dont il faut procéder, mais cela ne suffit pas parce que le levage, la manutention de tuyaux, et les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses.

Donc ces opérations doivent être réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures, pour que la qualité des tuyaux et raccords ne soient pas détériorés lors de la pose et l'emboîtement, et pour que la procédure d'emboîtement ne soit pas compromise.

## ***CONCLUSION GENERALE***

Dans ce mémoire de fin d'étude, nous avons procédé à l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable de la région Sud d'El-Harrach.

Dans un premier temps, un important travail de collecte des données sur les caractéristiques de la population a été réalisé sur place avec l'aide des différentes administrations concernées.

Dans un second temps, une analyse approfondie des documents ainsi rassemblés a pu être faite, Cette analyse a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau des villes du projet.

Dans un troisième temps, un dimensionnement du nouveau programme de logement 4642lqts, ainsi le dimensionnement de la station de surpression avec le choix du nombre et type de pompe utilisé pour les tronçons de refoulement. Et pour le bon fonctionnement et la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, une étude simplifiée a été faite pour dimensionner le réservoir d'air d'anti-bélier.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et j'espère que, ce modeste travail peut servir, aux nos élèves ingénieurs comme référence d'étude de ce projet.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

### Ouvrages généraux

- [01] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaines (Exercices et projets) » Edition EYROLLES Paris 1980, p.120, 121, 122, 124, 125, 156, 157, 159.
- [02] **A. DUPONT Paris 1977** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [03] **A.G.H.T.M Paris 1982** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, p.101, 102, 103, 104, 105.
- [04] **A. LENCASTRE Paris 1983** « Hydraulique générale », édition Eyrolles, p.49, 150.
- [05] **C.GOMELL et H.GUERREE** « La distribution d'eau dans les agglomérations de petite et moyenne importance » Edition EYROLLES, 2004, université LAVAL, p.58, 59, 60, 61, 62.
- [06] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.11, 27, 29,72, 78, 79, 140.
- [07] **M. CARLIER Paris 1972** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, p.289.
- [08] **Technique de l'ingénieur** « Adduction et distribution d'eau », p.5, 9, 37, 40, 195.
- [09] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5195 -10, 16, 18, 25, 42, 43.
- [10] **ABDELDJALIL GOUZROU** « L'hydraulique au pluriel»,p72,73,74,75,78,80,81,82,83,84,85

### Catalogues

- [11] catalogue **KSB** .
- [12] **BADORIS** - Document de synthèse relatif à une barrière technique de sécurité (BTS) Version 1.1 – janvier 2008.
- [13] **Electrostral Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [14] **V.AMBARTSOUMIAN**« Recommandations méthodologiques »2<sup>ème</sup> Edition 11/1994, p.5, 6, 9, 10, 14, 15, 16, 17, 21, 22, 23.

## ANNEXE II.1:

Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants :

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

Extrait de l'ouvrage d'A.E.P d'Abramov (édition 1982).

## ANNEXE III.1:

Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

# 3 Conception du réseau en PEhd

Tableau de pertes de charge  $K=0,015$  mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white

D=75 mm S=4,6 mm Di=66 mm			D=90 mm S=5,4 mm Di=79,2 mm			D=110 mm S=6,6 mm Di=96,8 mm			D=125 mm S=7,4 mm Di=110,2 mm		
Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)
0.20	0.68	0.92	0.2	0.98	0.73	0.2	1.47	0.58	0.20	1.91	0.47
0.30	1.03	1.75	0.30	1.48	1.50	0.30	2.21	1.13	0.30	2.86	0.93
0.40	1.37	3.19	0.4	1.97	2.51	0.4	2.94	1.97	0.40	3.81	1.61
0.50	1.71	4.51	0.50	2.46	3.47	0.50	3.68	2.87	0.50	4.77	2.45
0.60	2.05	6.03	0.6	2.95	4.87	0.6	4.41	3.92	0.60	5.72	3.24
0.70	2.39	8.37	0.70	3.45	6.49	0.70	5.15	5.30	0.70	6.67	4.35
0.80	2.74	10.35	0.8	3.94	8.32	0.8	5.88	6.66	0.80	7.63	5.62
0.90	3.08	13.28	0.90	4.43	10.35	0.90	6.62	8.39	0.90	8.58	7.04
1.00	3.42	15.71	1.00	4.92	12.80	1.00	7.36	10.05	1.00	9.53	8.44
1.10	3.76	18.32	1.10	5.42	15.02	1.10	8.09	11.85	1.10	10.49	10.13
1.20	4.10	22.08	1.2	5.91	17.65	1.2	8.83	14.08	1.20	11.44	11.77
1.30	4.45	25.12	1.30	6.40	20.48	1.30	9.56	16.17	1.30	12.39	13.53
1.40	4.79	29.46	1.4	6.89	23.51	1.4	10.30	18.73	1.40	13.35	15.62
1.50	5.13	32.92	1.50	7.39	26.07	1.50	11.03	21.11	1.50	14.30	17.62
1.60	5.47	36.56	1.6	7.88	29.45	1.6	11.77	23.62	1.60	15.25	19.97
1.70	5.81	41.69	1.70	8.37	33.02	1.70	12.50	26.62	1.70	16.21	22.20
1.80	6.16	45.75	1.8	8.86	36.78	1.8	13.24	29.46	1.80	17.16	24.82
1.90	6.50	51.44	1.90	9.36	40.73	1.90	13.98	32.82	1.90	18.11	27.29
2.00	6.84	55.91	2.0	9.85	44.87	2.0	14.71	35.91	2.00	19.07	30.17
2.10	7.18	60.56	2.10	10.34	49.20	2.10	15.45	39.12	2.10	20.02	32.87
2.20	7.52	67.03	2.2	10.83	53.00	2.2	16.18	42.95	2.20	20.97	36.00
2.30	7.86	72.09	2.30	11.33	57.20	2.30	16.92	46.44	2.30	21.93	38.94
2.40	8.21	79.10	2.4	11.82	58.43	2.4	17.65	50.59	2.40	22.88	42.33
2.50	8.55	84.56	2.50	12.31	63.32	2.50	18.39	54.36	2.50	23.83	45.85
2.60	8.89	90.20	2.6	12.80	67.37	2.6	19.12	58.25	2.60	24.79	49.14
2.70	9.23	97.98	2.70	13.29	72.60	2.70	19.86	62.86	2.70	25.74	52.92
2.80	9.57	104.03	2.8	13.79	78.02	2.8	20.60	67.04	2.80	26.69	56.44
2.90	9.92	112.36	2.90	14.28	83.63	2.90	21.33	71.96	2.90	27.65	60.06
3.00	10.26	118.78	3.0	14.77	89.42	3.0	22.07	76.41	3.0	28.60	64.21



## ANNEXE III.2

Débit en fonction des diamètres et gradient de perte de charge et la vitesse.

# 3 Conception du réseau en PEhd

Tableau de pertes de charge  $K=0,015$  mm pour les tubes PE100, PN10 selon la formule Colebrook-white

D=160 mm S=9,5 mm	D=200 mm S=11,9 mm Di=176,2	D=250 mm S=14,8 mm Di=220,4	D=315 mm S=18,7 mm Di=277,6
----------------------	-----------------------------------	-----------------------------------	-----------------------------------

Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/1000m)
0.2	3.12	0.34	0.20	4.87	0.27	0.20	7.6	0.20	0.20	12.10	0.15
0.3	4.68	0.72	0.30	7.31	0.54	0.30	11.	0.42	0.30	18.15	0.31
0.4	6.24	1.18	0.40	9.75	0.92	0.40	15.	0.70	0.40	24.20	0.53
0.5	7.80	1.79	0.50	12.19	1.37	0.50	19.	1.04	0.50	30.25	0.78
0.6	9.36	2.51	0.60	14.62	1.89	0.60	22.	1.45	0.60	36.30	1.10
0.7	10.92	3.28	0.70	17.06	2.52	0.70	26.	1.92	0.70	42.35	1.45
0.8	12.49	4.20	0.80	19.50	3.20	0.80	30.	2.46	0.80	48.39	1.85
0.9	14.05	5.16	0.90	21.93	3.99	0.90	34.	3.04	0.90	54.44	2.30
1.0	15.61	6.29	1.00	24.37	4.82	1.00	38.	3.69	1.00	60.49	2.79
1.1	17.17	7.52	1.10	26.81	5.73	1.10	41.	4.39	1.10	66.54	3.32
1.2	18.73	8.77	1.20	29.25	6.71	1.20	45.	5.15	1.20	72.59	3.90
1.3	20.29	10.19	1.30	31.68	7.80	1.30	49.	5.98	1.30	78.64	4.52
1.4	21.85	11.62	1.40	34.12	8.97	1.40	53.	6.85	1.40	84.69	5.18
1.5	23.41	13.24	1.50	36.56	10.16	1.50	57.	7.78	1.50	90.74	5.89
1.6	24.97	14.96	1.60	38.99	11.42	1.60	61.	8.76	1.60	96.79	6.63
1.7	26.53	16.66	1.70	41.43	12.82	1.70	64.	9.80	1.70	102.84	7.42
1.8	28.09	18.57	1.80	43.87	14.22	1.80	68.	10.92	1.80	108.89	8.26
1.9	29.65	20.45	1.90	46.31	15.75	1.90	72.	12.06	1.90	114.94	9.12
2.0	31.21	22.55	2.00	48.74	17.31	2.00	76.	13.26	2.00	120.99	10.04
2.1	32.77	24.74	2.10	51.18	18.93	2.10	80.	14.52	2.10	127.04	10.99
2.2	34.33	26.89	2.20	53.62	20.68	2.20	83.	15.82	2.20	133.09	12.00
2.3	35.90	29.27	2.30	56.05	22.44	2.30	87.	17.22	2.30	139.14	13.03
2.4	37.46	31.59	2.40	58.49	24.34	2.40	91.	18.64	2.40	145.18	14.11
2.5	39.02	34.16	2.50	60.93	26.23	2.50	95.	20.11	2.50	151.23	15.23
2.6	40.58	36.82	2.60	63.37	28.20	2.60	99.	21.63	2.60	157.28	16.40
2.7	42.14	39.40	2.70	65.80	30.31	2.70	102.	23.21	2.70	163.33	17.59
2.8	43.70	42.25	2.80	68.24	32.41	2.80	106.	24.88	2.80	169.38	18.84
2.9	45.26	45.01	2.90	70.68	34.67	2.90	110.	26.56	2.90	175.43	20.11
3.0	46.82	48.04	3.00	73.11	36.91	3.00	114.	28.30	3.00	181.48	21.45

