

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Renovation du systeme d'alimentation en eau potable de la ville de Menaceur (w.Tipaza) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0013-17

APA Citation (توثيق APA):

Abdi, Malika Narimene (2017). Renovation du systeme d'alimentation en eau potable de la ville de Menaceur (w.Tipaza)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Alimentation en eau potable

THEME

**RENOVATION DU SYSTEME D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE DE LA VILLE DE MENACEUR (W.TIPAZA)**

Présenté Par :

M^{lle} ABDI Malika Nariméne

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^{me} .MEDDI.H	M.C.A	Présidente
M ^r .DERNOUNI.Y	M.A.A	Examineur
M ^r .HACHEMI.A	M.C.B	Examineur
M ^{me} .SALHI.CH	M.A.A	Examineur
M ^{me} .KAHLERRAS.M	M.A.A	Promotrice

Septembre 2017



Remerciement



En préambule à ce mémoire je remercie Allah qui m'a aidé et m'a donné la patience et le courage durant ces longues années d'étude.

Je souhaite adresser mes remerciements les plus sincères aux personnes qui m'ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

Ces remerciements vont tout d'abord au corps professoral et administratif de l'École Nationale Supérieure de l'hydraulique, pour la richesse et la qualité de son enseignement et qui déploie de grands efforts pour assurer à ses étudiants une formation actualisée.

Je tiens à remercier sincèrement Mme Malika Kahlerras qui en tant qu'encadreur, s'est toujours montrée à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'elle a bien voulu me consacrer et sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

Je remercie aussi toute l'équipe de SEAAL pour m'avoir accueillie et éclairer lors de mes questionnements, plus particulièrement Mlle Jaberokt Hayette et Mr Smail Boukhetala pour leur disponibilité, leurs nombreux conseils et leur engagements.

Je remercie les membres du jury, pour l'intérêt qu'ils portent à mon modeste travail, et d'avoir accepté d'évaluer ce mémoire.

Pour finir je tiens à exprimer l'expression de ma reconnaissance à toute personne ayant contribué de près ou de loin, à l'accomplissement de ce travail.

Merci à toutes et à tous

Narimène A



Dédicace



Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère maman, à mon cher papa qui n'est plus parmi nous, eux qui ont veillé sur ma réussite pendant toutes ces années, par leur amour, leurs soutiens, leurs sacrifices et leurs précieux conseils, pour toutes leur assistance et leur présence dans ma vie, recevez à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mon éternelle amour et gratitude.

Mes deux petites sœurs Manel et Rania que j'aime énormément et que je porte chaque instant dans mon cœur, qui ont toujours étaient là pour m'encourager, me soutenir et me conseiller. Je vous souhaite de réussir dans la vie et que dieu vous garde et vous protège.

À tous les membres de ma famille qui ont toujours cru en moi.

À mes amis : Imene, Djamila, Karima, Nesrine, Safaa, Samia, au nom de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passé ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur

À mes professeurs de l' ENSH qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien acquis.

Enfin j'aimerais saluer toute la promotion 2017 de l' ENSH, c'était pour moi un grand honneur que de vous avoir côtoyé pendant ces 3 dernières années.

Harimène A

ملخص :

التزويد بالمياه الصالحة للشرب تحتاج الى شبكات ذو ابعاد مناسبة من أجل السماح باستمرار الاستغلال الجيد لهذا الأخير وفي حالة مشروعا، قمنا بتحديد الابعاد المناسبة لقناة تحويل مياه حقل تجمع المياه الباطنية نحو خزان تزويد مدينة مناصر ولاية تيبازة بالمياه الصالحة للشرب ولذلك جددنا شبكة التوزيع حتى تتمكن من تلبية احتياجات المنطقة للمياه. لهذا الغرض قمنا بجمع جميع المعلومات المتعلقة بمنطقة الدراسة، مع الأخذ بعين الاعتبار جميع الطرق لتحديد متطلبات المياه. تم إجراء حساب مفصل (أقطار، ضغط، وحماية الأنابيب). وأخيرا، تم التعامل مع تنظيم الموقع. وقد توصلنا إلى تقدير تكلفة المشروع.

Résumé :

L'alimentation en eau potable nécessite des réseaux de conduites correctement dimensionnés afin de permettre un fonctionnement continu de ces derniers.

Dans le cas de notre projet nous avons dimensionné une adduction par refoulement à partir d'un champ de captage vers un réservoir alimentant le chef-lieu de la commune de Menaceur W de Tipaza.,

Ainsi nous avons procédé au renouvellement du réseau de distribution pour qu'il puisse répondre aux besoins en eau de l'agglomération.

Pour cela nous avons regroupé toutes les informations relatives à la zone d'étude en prenant en considération toutes les méthodes pour la détermination des besoins en eau.

Un calcul détaillé (diamètres, pression ; et protection des conduites) a été fait. Enfin une organisation de chantier a été traitée avec pose de canalisation. Nous avons conclu avec devis estimatif de pose des conduites.

Abstract :

Drinking water Supply requires correctly dimensioned networks in order to allow a continuous operation of the latter.

In the case of our project, we have to dimension a suppression adduction of a drilling towards Menaceur city. For that, we gathered all information relating to the zone of study by taking into account all the methods for the determination of the requirements of water

A dimensioning of the works of storage was worked out to make up the deficit of the existing tanks.

A detailed calculation (diameters, pressure; and protection of the conduits) was made.

Finally, an organization of building site was treated with installation of drain. We concluded with an estimation of the project cost.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	1
I.1-description générale de la zone d'étude	1
I.2-Situation géographique	2
I.3-Situation climatologique	2
I.4-Géologie régionale	3
I.5-Séismicité	4
I.6-Activité	4
I.7-population	5
I.8-Situation hydraulique	5
Conclusion	5

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Introduction	6
II.1-Estimation de la population future	6
II.2-Evaluation des débits	7
II.3-Evaluation de la consommation moyenne journalière	8
II.4-Variation de la consommation journalière	11
II.5-Variation de la consommation horaire	12
II.6-Régime de la consommation de l'agglomération	14
Conclusion	16

Chapitre III : Diagnostic du réseau de distribution

Introduction	17
III.1-Diagnostic du réseau existant	17
III.2-Calcul hydraulique du réseau	17
III.3-Resultat de la simulation	19
Conclusion	22

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Introduction	23
IV.1-Choix du type de réseau	23
IV.2-Exigences fondamentales du réseau	23
IV.3-Conception du réseau de l'agglomération	23
IV.4-Principe du tracé du réseau	24
IV.5-Choix du matériau des conduites	24
IV.6-Calcul hydraulique du réseau de distribution	25
IV.7-Calcul du débit qui sort de chaque réservoir	26
IV.8-Répartition arbitraire des débits	28
IV.9-Détermination des diamètres	29
IV.10-Calcul du réseau par logiciel EPANET	30
IV.11-Résultats de la simulation	32
Conclusion	33

Chapitre V : Les réservoirs d'alimentation en eau potable

Introduction	34
V.1-Roles des réservoirs	34
V.2-Classification des réservoirs	34
V.3-Principe de fonctionnement	35
V.4-Choix du type de réservoir	35
V.5-Emplacement des réservoirs	36
V.6-Equipement des réservoirs	36
V.7-Calcul de la capacité du réservoir	37
Conclusion	39

Chapitre VI : Etude de l'adduction

Introduction	40
VI.1-Choix du tracé	40
VI.2-Choix du type de tuyaux	41
VI.3-Calcul hydraulique	44
VI.4-Dimensionnement de la bache d'accumulation	49
Conclusion	52

Chapitre VII : Etude de pompage

Introduction	53
VII.1-Choix des pompes	53
VII.2-Choix du nombre de pompes	53
VII.3-Couplage des pompes	54
VII.4-Refoulement tronçon SP-RV200m ³	54
VII.5 : Courbes caractéristiques des pompes	56
VII.6-Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement	57
VII.7-Point de fonctionnement des pompes	59
VII.8-Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement	59
VII.9-Etude de la cavitation	61
VII.10-Calcul des frais énergétiques annuels de pompage	66
Conclusion	66

Chapitre VIII : Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction	67
VIII.1-Causes du coup de bélier	67
VIII.2-Risques dus aux coups de bélier	67
VIII.3- Description des phénomènes physiques	68
VIII.4-protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier	70
VIII.5-Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	71
VIII.6-Calcul des réservoirs d'air	71
Conclusion	75

Chapitre IX : Organisation de chantier

Introduction	76
IX.1- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	76
IX.2-Nivellement de la plate-forme de pose	76
IX.3-Décapage de la couche de terre végétale	76
IX.4-Excavation des tranchées	77
IX.5-La profondeur (Htr)	78
IX.6-Largueur de la tranchée	79
IX.7- Choix du coefficient de talus	79
IX.8-Section de la tranchée	80

IX.9-Volumes d'excavation	81
IX.10-La capacité du godet	82
IX.11-Rendement de la pelle choisie	82
IX.12-Calcul des volumes des remblais	82
IX.13-Durée d'excavation	83
IX.14-Le compactage	84
IX.15-Planning d'exécution des travaux	84
IX.16-Planification des travaux	85
IX.17-Evaluation du projet	87
IX.18-Devis estimatif d'établissement du projet	88
IX.19-Devis global	88
Conclusion	89

Chapitre X : protection et sécurité de travail

Introduction	90
X.1-Causes des accidents	90
X.2-Actions et conditions dangereuses	91
X.3-Organisation de la prévention des accidents du travail	91
Conclusion	93
Conclusion Générale	94

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : valeurs moyennes mensuelles des températures.	2
Tableau I.2 : pluviométrie moyennes mensuelles (2003-2013)	3
Tableau I.3 : Humidité relative en pourcentage	3
Tableau I.4 : caractéristiques des forages de la commune de Menaceur	5

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II.1 : Répartition de la population pour différents horizons	6
Tableau II.2 : Besoins domestiques moyens actuels et à l'horizon 2042	8
Tableau II.3 : Besoins moyens scolaires actuel.	9
Tableau II.4 : Besoins moyens administratif actuel.	9
Tableau II.5 : Besoins moyens sanitaires actuel.	10
Tableau II.6 : Besoins moyens scolaires actuel.	10
Tableau II.7 : Récapitulation des besoins publics actuels et futurs	10
Tableau II.8 : Récapitulation des besoins futurs	11
Tableau II.9 : Calcul des consommations maximale et minimale journalières	12
Tableau II.10 : Variation de β_{max} et β_{min} en fonction du nombre d'habitant	13
Tableau II.11 : Calcul des consommations maximales, minimales, et horaires	14
Tableau II.11 : Variation des débits horaire de la ville de Menaceur	14
Tableau II.12 : débits des ressources alimentant le chef -lieu Menaceur	16

Chapitre III : Diagnostic du réseau de distribution

Tableau III.1 : Débit spécifique en heure de pointe	18
Tableau III.2 : Débit spécifique en heure de pointe +incendie	18
Tableau III.3 : valeurs de pression aux nœuds en heures de pointe.	20
Tableau III.5 : valeurs des vitesses en heures de pointe	21

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau IV.1 : Calcul du débit spécifique en cas de pointe	25
Tableau IV.2: Détermination des débits aux nœuds Cas de pointe	27
Tableau IV.3 : Calcul du débit spécifique cas de pointe +inc	28

Tableau IV.4 : Détermination des débits nodaux cas de pointe +incendie	28
Tableau IV.5 : Dimensionnement des conduites du réseau en fonction du débit	29
Tableau IV.6 : État des arcs du réseau avec les diamètres corrigés :	30
Tableau IV.7 : État des nœuds du réseau avec les diamètres corrigés	31

Chapitre V : Les réservoirs d'alimentation en eau potable

Chapitre V.1 : Les réservoirs d'alimentation en eau potable	34
Chapitre V.2 : Les réservoirs d'alimentation en eau potable	38

Chapitre VI : Etude de l'adduction

Tableau VI.1 : Forages alimentant le chef-lieu Menaceur	43
Tableau VI : 2 Tarification de l'énergie électrique pour les consommateurs non ménagers	47
Tableau VI.3 : Calcul de la HMT	48
Tableau VI.4 : Calcul des frais d'amortissement	48
Tableau VI.5 : Calcul des frais d'exploitation	49
Tableau VI.6 : Calcul du bilan	49
Tableau VI.7 : Caractéristiques de la conduite d'adduction	49
Tableau VI.8 : Récapitulatif des dimensions de la bête	50

Chapitre VII : Etude de pompage

Tableau VII.1 : Paramètres des pompes proposées	55
Tableau VII.2 : Courbe caractéristique conduite de refoulement et pompe	58
Figure VII.3 : Calcul des prix d'énergie pour les différents modes de réglage	61
Tableau VII.4 : Représentation de la tension de vapeur HV pour une température donnée	62
Tableau VII.5 : Frais énergétiques annuels de pompage	66

Chapitre VIII : Protection des conduites contre le coup de bélier

Tableau VIII.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement	73
Tableau VIII.2 : Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement	74
Tableau VIII.3 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement	74
Tableau VIII.4 : Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement	74

Chapitre IX : Organisation de chantier

	78
Tableau IX.1 : Calcul de la profondeur de tranchée	
Tableau IX.2 : Calcul de la largeur de tranchée	79
Tableau IX.3 : Choix du coefficient du talus	80
Tableau IX.4 : Calcul de la section de la tranchée	80
Tableau IX.5 : Calcul du volume d'excavation	81
Tableau IX.6 : Capacité du godet	82
Tableau IX.7 : Calcul du volume de remblais	83
Tableau IX.8 : Détermination des délais de réalisation.	85
Tableau IX.9 : Planning des travaux (Diagramme de GANTT).	87
Tableau IX.10 : Devis estimatif de la réalisation de l'adduction et de la station de pompage	88
Tableau IX.11 : Devis global.	88

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

- Figure I.1 : situation géographique de la commune de Menaceur 1
- Figure I.2 : carte des zones sismiques en Algérie 4

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

- Figure II.1 : répartition de la population 7
- Figure II.2 : Graphique de la consommation journalière 15
- Figure II.3 : Courbe de consommation cumulée 15

Chapitre III : Diagnostic du réseau de distribution

- Figure III.1 : Résultat de la simulation 19

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

- Figure IV.1 : simulation en cas de pointe 32
- Figure IV.2 : simulation en cas de pointe+incendie 33

Chapitre V : Les réservoirs d'alimentation en eau potable

- Figure V.1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré et ces équipements 36

Chapitre VI : Etude de l'adduction

- Figure VI.1 : Système d'adduction actuel 42
- Figure VI.2 : système d'adduction projeté 51

Chapitre VII : Etude de pompage

- Figure VII.1 : Pompe en série 54
- Figure VII.2 : Pompe en parallèle 54
- Figure VII.3 : schéma de la pompe choisie 56
- Figure VII.4 : les différentes courbes caractéristique de la pompe HVU35 /2A+20 57
- Figure VII.5 : pointe de fonctionnement de la pompe 58
- Figure VII.6 : Graphe des courbes NPSH 61

Chapitre VIII : Protection des conduites contre le coup de bélier

- Figure VIII.1 : Première phase du phénomémene transitoir 68
- Figure VIII.2 : Phase 2 du phénomène transitoir 69

Figure VIII.3 : Phase 3 du phénomène transitoir	69
Figure VIII.4 : Phase 4 du phénomène transitoir	70
Figure VIII.5 : Schéma d'installation et encombrement du réservoir d'air	75

Chapitre IX : Organisation de chantier

Figure IX.1: angledozer	77
Figure IX.2: pelle mécanique	77
Figure IX.3 : compacteur à rouleau lisse	84
Figure IX.4 : Réseau à nœuds.	86

Chapitre X : protection et sécurité de travail

Figure X.1 : organigramme de la prévention	92
--	----

Liste des planches

Planche n°1 : Réseau d'aep existant de la ville de Menaceur

Planche n°2 : Réseau d'aep projeté de la ville de Menaceur

Planche n°3 : Profil en long de la conduite d'adduction (sp-RV200 m³)

Planche n°4 : Planche des accessoires d'un réseau d'aep

INTRODUCTION GÉNÉRALE

En tant qu'élément de base indispensable à toute forme de vie et de développement, l'eau demeure dans son devenir et ses effets, un sujet de questionnement de première importance.

Cette ressource vitale devient de plus en plus insuffisante dans le monde entier, cela est dû à son inégale répartition, aux faibles précipitations et à la forte croissance démographique, auxquelles s'ajoutent l'effet de pollution des ressources en eau et les graves sécheresses.

L'Algérie, en tant que pays déficitaire, s'est engagée dans de vastes programmes dans le secteur hydraulique, elle a établi un plan qui consiste à réaliser des dizaines voire des centaines d'infrastructures hydrauliques au niveau national, portant ainsi à optimiser le taux de disponibilité d'eau potable à 98%.

La région d'étude est alimentée actuellement à partir de différentes sources, au moyen d'un réseau défectueux composé des matériaux nocives comme l'amiante ciment, existant depuis une trentaine d'années. Ce réseau a été conçu à cette époque pour satisfaire une demande moyenne journalière nettement inférieure à celle actuelle ou même à la demande future, l'évaluation des différents besoins en eau potable de la région indique qu'à long terme, le débit suscité et le stockage en eau s'avèrent insuffisants pour répondre aux besoins de l'agglomération

En conclusion, et contenu des données existantes et de la situation actuelle, une étude bien appropriée s'impose afin de doter cette zone d'étude par un système d'AEP fiable qui répondra qualitativement et quantitativement aux besoins croissants en assurant un débit suffisant et une pression optimale pour chaque abonné non seulement actuellement mais aussi dans un horizon futur de la demande de cette ville.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Dans ce chapitre on va aborder une présentation générale de notre zone d'étude du point de vue géographique, climatologique et géologique, et connaître la situation hydraulique actuelle afin de calculer le déficit à combler.

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

A l'instar des villes en Algérie, MENACEUR est une commune algérienne de la wilaya de Tipaza qui s'étend sur une superficie de 191,15 Km² se trouvant à une distance de 80km d'Alger la capitale et 13 km au sud-est de Cherchell.

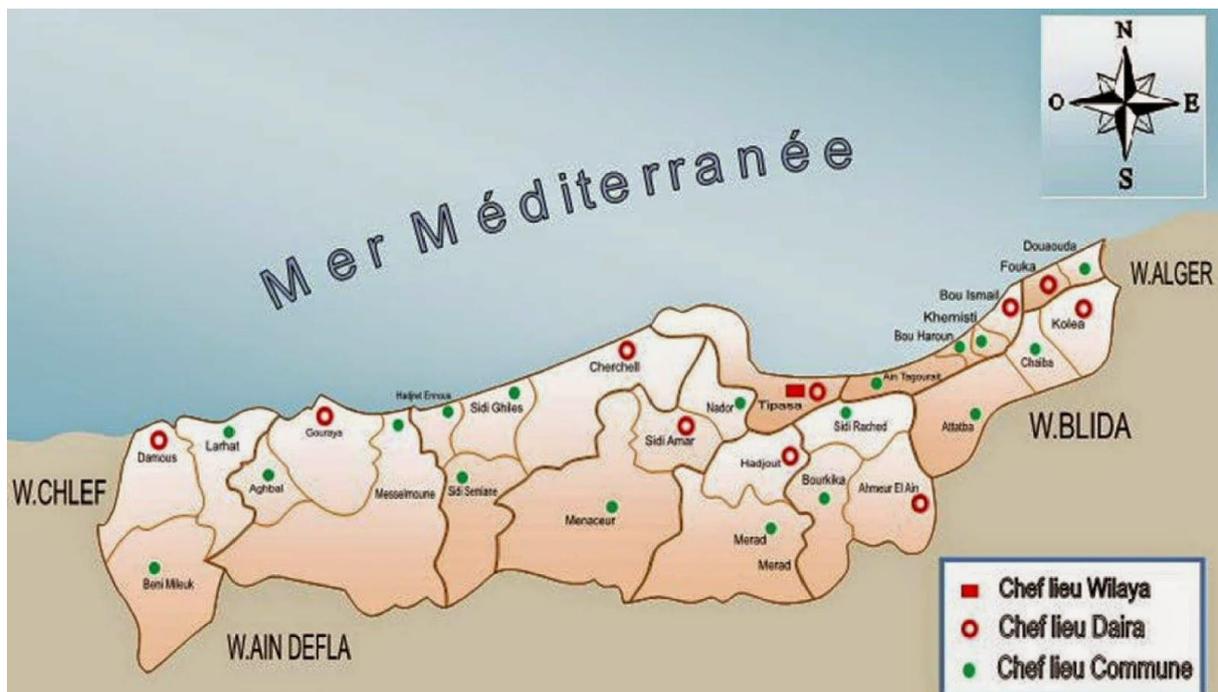


Figure I.1 : situation géographique de la commune de Menaceur

I.2-Situation géographique :

Le chef-lieu de la commune, Menaceur, est situé à environ 10 km à vol d'oiseau de la mer à 208 mètres d'altitude, elle est limitée par :

- ♣ Sidi Amar et Cherchell au Nord
- ♣ Merad à l'EST
- ♣ Sidi Semiane à l'OUEST

La commune est constituée de six localités :

- ♣ Béni Abdallah
- ♣ Béni Bousalah,
- ♣ Fadjana
- ♣ Ouled Larbi (Ighzer Islane)
- ♣ Menaceur
- ♣ Tidaf et tamloul

-La ville de Menaceur a pour coordonnées géographiques

- ♣ Latitude: 36° 29' 41" nord
- ♣ Longitude: 2° 14' 26" est.

I.3-Situation climatologique :**I.3.1-Climat :**

Le climat de notre zone d'étude est de type méditerranéen entre subaride et humide avec une pluviométrie moyenne de 675 mm par an et une température moyenne de 13°C.

I.3.2-Température:

Les températures moyennes sur une période d'observation de 10 ans (2003-2013) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : valeurs moyennes mensuelles des températures.

mois	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juillet	aout	sept	oct	nov	déc
T°C	13,07	13,07	14,87	16,9	19,07	22,77	25,93	27,13	24,13	22,4	16,93	14,43

Source (DRE TIPAZA)

I.3.3- pluviométrie :

Les pluies moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : pluviométrie moyennes mensuelles (2003-2013)

mois	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	déc	p _{moy} annuel
p _{mens} (mm)	157	116	52,7	51	51,7	6,3	1	1	23,7	51,3	142	134	65,64

Source (DRE TIPAZA)

-A partir du tableau on déduit que :

- ♣ le mois le plus pluvieux est celui de janvier avec une précipitation moyenne de 157mm avec une période de retour de 10 ans
- ♣ les mois les plus secs sont juillet et aout avec une précipitation moyenne de 1 mm sur une période de retour de 10 ans

-les coordonnées de la station pluviométrique sont :

- ♣ X : 448,75
- ♣ Y : 4040,25

-la station prise en considération dans notre région d'étude, fait ressortir deux périodes distinctes une saison sèche et une autre humide.

I.3.4-Humidité :

L'humidité relative à la région est très importante avec une valeur moyenne annuelle de 68%.

Tableau I.3 : Humidité relative en pourcentage

mois	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sept	oct	nov	déc
Humidité Relative %	69	68	75	63	66	71	76	71	65	62	64	64

Source (DRE TIPAZA)

I.4-Géologie régionale :

La zone d'étude est caractérisée par les formations géologiques suivantes :

- ♣ Quaternaire continental (alluvions, regs et terrasses)
- ♣ Pliocènes (conglomérates, marnes, mollasses, grés et formation dunaires)
- ♣ Villafranchien (calcaires lacustres, argile)
- ♣ Pliocènes marin (conglomérates, marnes bleues, mollasses et grés)

- ♣ Miocène supérieur marin (calcaire, grés et argile)
- ♣ Miocène inférieur marin
- ♣ Crétacé supérieur
- ♣ Crétacé inférieur
- ♣ Jurassique
- ♣ Trias
- ♣ Permo-trias (grés rouge et conglomérats)
- ♣ Précambrien (schistes et grés)
- ♣ Roche magmatiques formées par des granites et des rhyolites

I.5-Séismicité :

Un zoning sismique a été établi suite au séisme du 21 mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs.

Notre zone d'étude est classée dans la zone sismique **III (sismicité élevée)**.

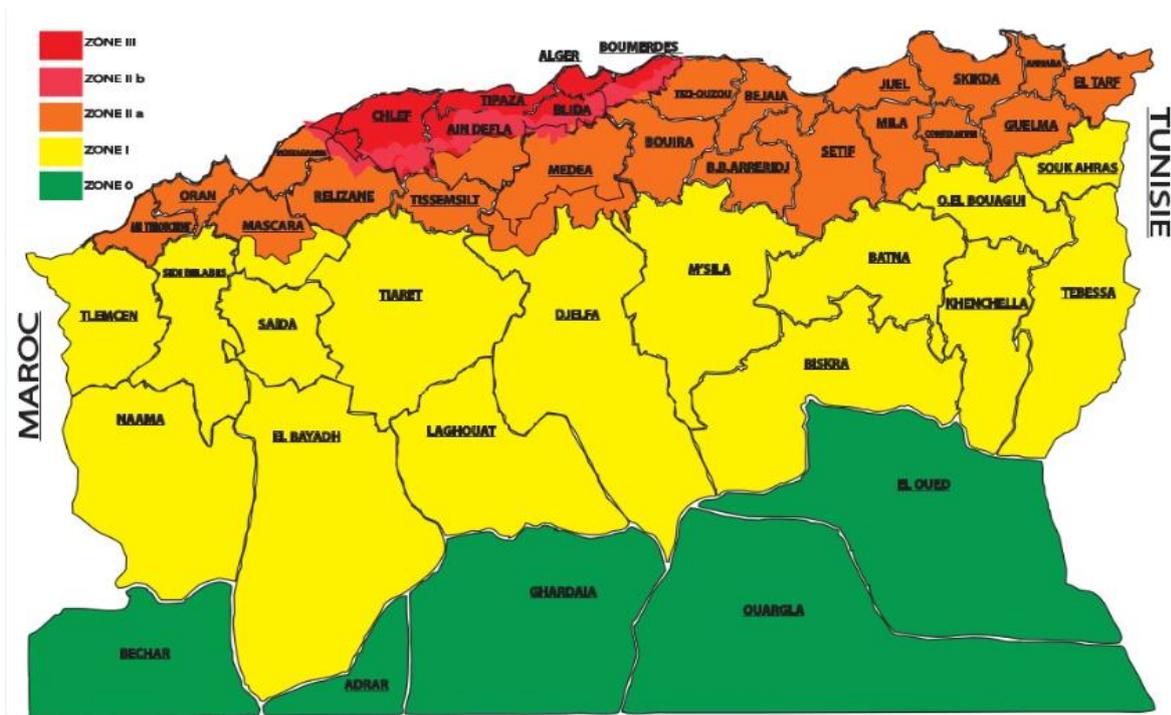


Figure I.2 : carte des zones sismiques en Algérie

I.6-Activités :

L'activité dominante dans cette commune est marquée sur tout par sa vocation agricole et l'élevage, elle représente la ressource primaire de la population (cultures maraichère et l'élevage) les agriculteurs de Menaceur présentent par leur production de tomates 39% de la production régionale.

I.7-Population :

La population totale de la commune est estimée à 25480 habitants, Environ 4% de la population totale de la wilaya de Tipaza, d'après le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH 2008) et 8502 habitants au niveau du chef-lieu de Menaceur.

I.8-situation hydraulique :**I.8.1-Les ressources existantes :**

Le chef-lieu de Menaceur est alimenté à partir des forages et des sources naturelles :

- ♣ Champs de captage Ain Khilile : 3 forages existants +2 en cour de réalisation
- ♣ Source de Sidi Abdellah 13m³/h
- ♣ Source Verrerie 20m³/h

Tableau I.4 : caractéristiques des forages de la commune de Menaceur

localité	Nom du forage	Caractéristiques des forages			
		D (mm)	profondeur	Q _{max} (l/s)	Q _{expl} (l/s)
Menaceur	F1	110	125	15	7
	F2	110	100	15	10
	F2 bis	110	123	15	8

Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini toutes les données nécessaires concernant notre zone d'étude du point de vue démographique, géologique, climatologique et hydraulique, qui vont nous servir à l'élaboration de notre projet qui consiste à renouveler le système d'alimentation en eau potable du chef-lieu Menaceur.

Chapitre II

Estimation des besoins en eau potable

Introduction :

Afin d'estimer avec plus d'exactitude possible la quantité d'eau nécessaire à la Consommation de notre agglomération, on procède, dans ce chapitre, à l'évaluation de ses Besoins en eau potable. Ceci en se basant sur les données du recensement national de la Population, les statistiques relatives au taux de natalité, les caractéristiques économiques de l'agglomération et le plan d'urbanisme.

Cette évaluation varie considérablement en fonction de l'évolution démographique, des Caractéristiques et des habitudes de la population, du climat de la région, de la taille de la Localité, ainsi que du rythme des activités humaines.

II.1-Estimation de la population future :

Les réseaux d'alimentation en eau potable sont conçus pour satisfaire les besoins à long terme, c'est pour cette raison qu'on doit estimer la population future, nous prendrons un horizon de 25 ans (2042) et nous adopterons un taux d'accroissement de 3.87% (APC MENACEUR) en se basant sur la formule des intérêts composés ci-après :

$$P_n = P_0 (1 + \alpha)^n$$

Avec :

P_n: la population à l'horizon de calcul.

P₀: Population à l'année de référence.

α: Taux d'accroissement de la population en %

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Selon le dernier recensement général de la population et l'habitat effectué en 2008, la population du chef-lieu Menaceur est estimée à 8520 habitants.

Tableau II.1 : Répartition de la population pour différents horizons

Années	2008	Actuelle 2017	2022	2027	2032	2037	2042
Population	8520	12910	15609	18872	22818	27589	33357

Source (APC Menaceur)



FigureII.1 : répartition de la population

II.2-Evaluation des débits :

II.2.1-Généralité :

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement le dimensionnement des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d’eaux globales de l’agglomération observée au jour de la forte consommation de l’année, rapporté à l’unité habitant sur une période de 24 heures.

II.2.2-Choix de la dotation :

En plus de la situation économique du consommateur, de la disponibilité des ressources, de l’utilisation des équipements domestiques modernes et de l’activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d’une agglomération, nous avons une variation saisonnière qui atteint un minimum en hiver et un maximum en été, résultante d’une consommation plus élevée au temps chaud et humide et en se basant sur les tendances et les recommandations internationales la dotation moyenne par habitant et par jour, sans tenir compte de l’industrie, se situe comme suit :

- ♣ Ville de moins de 20000 hab. : 150 à 200 l/j/hab.
- ♣ Ville de 20000 à 100000 hab. : 200à300 l/j/hab.
- ♣ Ville de plus de 100000 hab. : 300 à 350 l/j/hab.

II.2.3- Catégories des besoins en eau :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant tout projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération. Pour l'étude de la commune, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que

- ♣ Besoins domestiques
- ♣ Besoins scolaires
- ♣ Besoins sanitaires
- ♣ Besoins administratifs
- ♣ Besoins socioculturels

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

II.3-Evaluation de la consommation moyenne journalière :

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement du développement sanitaire et les habitudes de la population. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 60 à 100 l/j/hab et de 100 à 200 l/j/hab pour les grandes agglomérations. Pour notre projet il s'agit d'une agglomération moyenne et d'après la direction de l'hydraulique de la wilaya de Tipaza, les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab.

II.3.1-Besoins domestiques :

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} \times dot \times N \quad (m^3/j)$$

Avec :

Q_{moy, j} : consommation moyenne journalière en (m³/j)

Dot: Dotation moyenne en (l/j/hab)

N: Nombre d'habitants

Tableau II.2 : Besoins domestiques moyens actuels et à l'horizon 2042

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	Q_{moy, j} (m³/j)
2017	12910	150	1936,5
2042	33357	150	5003,55

Les autres catégories d’usagers, représentés par les éventuels demandeurs d’eau, selon les Différents besoins recensés sont :
 Les besoins sanitaires, scolaires, municipaux, socioculturels et culturels.

II.3.2-Besoins scolaires :

Tableau II.3 : Besoins moyens scolaires actuel.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy,j} (m³/j)
5 écoles primaires	élève	750	15	11,25
2 CEM	élève	960	15	14,4
lycée	élève	737	15	11,055
Centre de formation	élève	500	15	7,5
TOTAL				44,205

II.3.3-Besoins administratifs :

Tableau II.4 : Besoins moyens administratif actuel.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy,j} (m³/j)
APC	employé	73	10	0,73
POLICE	AGENT	35	20	0,7
GENDARMERIE	AGENT	46	20	0,92
TOTAL				2,35

II.3.4-besoins sanitaires :

Tableau II.5 : Besoins moyens sanitaires actuel.

équipement	unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy, j} (m ³ /j)
polyclinique	patient	45	50	2,25

II.3.5-besoins socioculturels :

Tableau II.6 : Besoins moyens scolaires actuel.

équipement	unité	nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy, j} (m ³ /j)
2 mosquées	fidèle	1600	15	24
Ecole coranique	Fidèle	80	10	0,8
stade	vestiaire	1	5000	5
Maison de jeune	personne	30	50	1,5
bibliothèque	lecteur	100	10	1
TOTAL				32,3

Nous avons déjà calculé les besoins domestiques pour l’horizon 2042 et pour les besoins d’équipements publics nous allons admettre un taux de croissance global de tous les secteurs de la commune de **30%** puisque un programme d’équipement projeté à moyen et court terme n’est pas définit

Tableau II.7 : Récapitulation des besoins publics actuels et futurs

Equipement publiques	
Actuel (2017)	Futur (2042)
81,105	105,44

II.3.6-Récapitulation des besoins en eau de la ville:

Les besoins moyens totaux en eaux du chef-lieu Menaceur sont donnés par le tableau Ci-dessous :

Tableau II.8 : Récapitulation des besoins futurs

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)
Domestiques	5003,55
Publiques	105,44
TOTAL	5108,99

II.4-Variations de la consommation journalière :

La consommation journalière maximale est la base qui prédétermine le dimensionnement de l'ensemble des infrastructures hydrauliques, qu'il s'agisse des adductions (gravitaires ou par refoulement), des réseaux d'AEP, des capacités de stockage, ou des installations de pompage.

II.4.1-Consommation maximale journalière :

Elle est définie par le coefficient d'irrégularité journalière maximum ($K_{\text{max},j}$) qui tient compte des variations journalières de la consommation. Il représente le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière

$$K_{\text{max},j} = \frac{Q_{\text{max},j}}{Q_{\text{moy},j}}$$

Avec :

$$K_{\text{max},j} = (1,1 \text{ à } 1,3)$$

On prend $K_{\text{max},j} = 1.3$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.4.2-Consommation minimale journalière :

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité journalière minimum ($K_{\min, j}$) qui est déterminé comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

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

Avec :

$$K_{\min, j} = (0,7 - 0,9)$$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Tableau II.9 : Calcul des consommations maximale et minimale journalières

Ville	$Q_{\text{moy}, j}$ (m ³ /j)	$K_{\max, j}$	$Q_{\max, j}$ (m ³ /j)	$K_{\min, j}$	$Q_{\min, j}$ (m ³ /j)
Menaceur Chef-lieu	5108,99	1,3	6641,69	0,8	4087,19

II.5-Variations de la consommation horaire :

II.5.1-Consommation maximale horaire :

Elle est représentée par le coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max, h}$) qui représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée la plus chargée dans l'année. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que du degré de confort et du régime de travail de l'industrie. D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{\max} et β_{\max}

Tel que :

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

Avec :

α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,5 et dépend du niveau de développement local.

Pour notre cas on prend : **$\alpha_{\max} = 1,3$** .

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

Tableau II.10 : Variation de β_{max} et β_{min} en fonction du nombre d'habitant

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend $\beta_{max} = 1,15$; d'où la valeur de $K_{max,h}$ sera :

$$K_{max,h} = 1,3 * 1,15 = 1,49$$

II.5.2-Consommation minimale horaire :

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

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

Avec :

α_{min} : varie de 0,4 à 0,6. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,4$

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

Donc pour notre cas on prend $\beta_{min} = 0,61$;

D'où la valeur de $K_{min,h}$ sera :

$$K_{min,h} = 0,4 * 0,61 = 0,24$$

II.5.3-Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24}$$

Avec :

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m³/h ;

$Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m³/j ;

$$Q_{moy.h} = \frac{6641,69}{24}$$

$$Q_{moy.h} = 276,74 \text{ m}^3/\text{h}$$

Les calculs sont résumés dans le tableau dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Calcul des consommations maximales, minimales, et horaires

La ville	Q _{moy.h} (m ³ /h)	K _{max.h}	Q _{max.h} (m ³ /h)	K _{min.h}	Q _{min.h} (m ³ /h)
Menaceur Chef-lieu	276,74	1,49	412,34	0,24	66,42

II.6-Régime de la consommation de l’agglomération :

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

Remarque :

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

Pour notre cas on choisit la répartition de la colonne où le nombre d’habitants est entre 10001 et 50000 habitants (puisque le nombre d’habitant en 2042 sera 33357)

(Voir annexe 1)

Tableau II.11 : Variation des débits horaire de la ville de Menaceur

Heure	Consommation totale		Courbe de la consommation cumulée (intégrale)	
	Q _{max,j} =6641,69m ³ /j		%	m ³ /h
h	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1,5	99,62535	1,5	99,62535
1-2	1,5	99,62535	3	199,2507
2-3	1,5	99,62535	4,5	298,87605
3-4	1,5	99,62535	6	398,5014
4-5	2,5	166,04225	8,5	564,54365
5-6	3,5	232,45915	12	797,0028
6-7	4,5	298,87605	16,5	1095,87885
7-8	5,5	365,29295	22	1461,1718
8-9	6,25	415,105625	28,25	1876,277425
9-10	6,25	415,105625	34,5	2291,38305
10-11	6,25	415,105625	40,75	2706,488675
11-12	6,25	415,105625	47	3121,5943
12-13	5	332,0845	52	3453,6788
13-14	5	332,0845	57	3785,7633
14-15	5,5	365,29295	62,5	4151,05625
15-16	6	398,5014	68,5	4549,55765
16-17	6	398,5014	74,5	4948,05905
17-18	5,5	365,29295	80	5313,352
18-19	5	332,0845	85	5645,4365
19-20	4,5	298,87605	89,5	5944,31255
20-21	4	265,6676	93,5	6209,98015
21-22	3	199,2507	96,5	6409,23085
22-23	2	132,8338	98,5	6542,06465
23-24	1,5	99,62535	100	6641,69

A partir de ce tableau on trouve : $Q_{max,h}=415,11 \text{ m}^3/\text{h}$ entre 8h et midi
 $Q_{min,h}=99, \text{m}^3/\text{h}$ entre 23h et 4h du matin

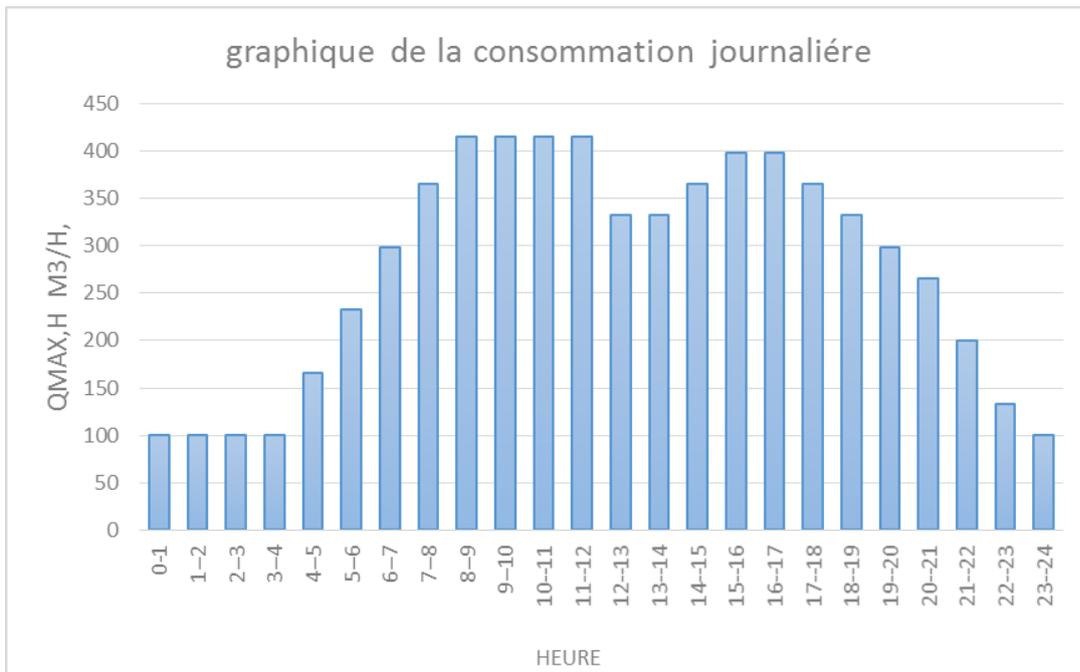


Figure II.2 : Graphique de la consommation journalière

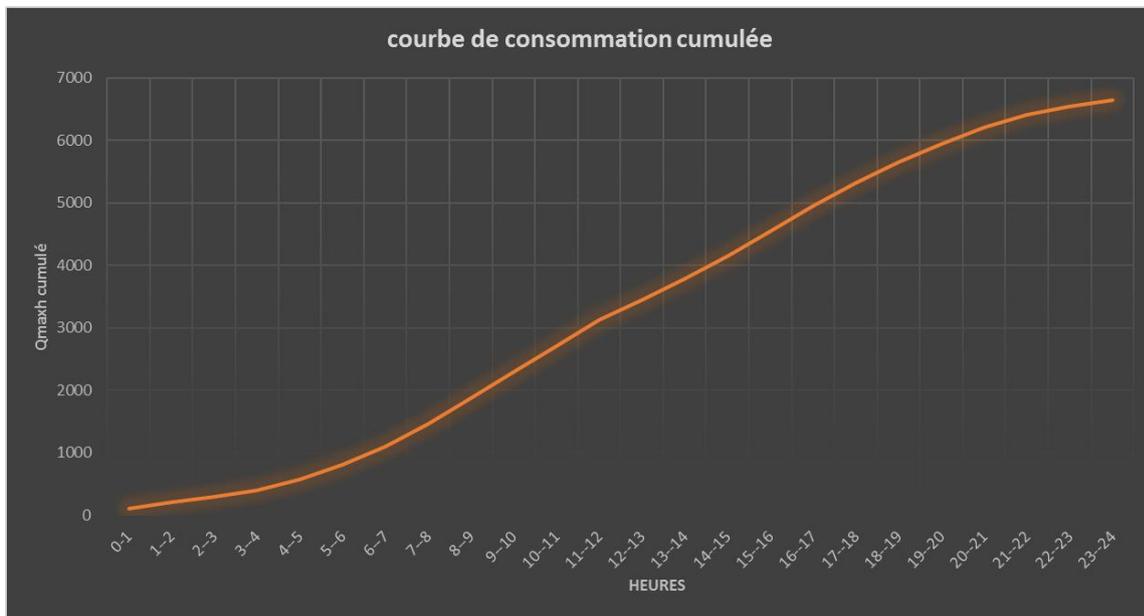


Figure II.3 : Courbe de consommation cumulée

Tableau II.12 : débits des ressources alimentant le chef -lieu Menaceur

Ressources	Débit (m ³ /j)	Total	Consommation	Différence
Forages	1560 m ³ /j	6760 m ³ /j	Q _{max,j} = 6641,69 m ³ /j	+118,31m ³ /j
SDEM	4000 m ³ /j			
Sources naturelle	1200 m ³ /j			

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de connaître les différents besoins en eau potable qu'exigent les différents types de consommateurs formant l'agglomération de Menaceur. Les besoins dominants sont beaucoup plus domestiques. Après comparaison entre le débit maximum journalier ($Q_{\max,j} = 6641,69 \text{ m}^3/\text{j}$) aux débits disponibles ($Q_{\text{fourni}} = 6760 \text{ m}^3/\text{j}$) (débits des forages, sources naturelles et dessalement), on remarque qu'il n'y a pas de déficit, et que les ressources existantes peuvent satisfaire à la totalité des besoins en eau potable de la ville.

Chapitre III

Diagnostic du réseau de distribution

Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de notre agglomération, nous allons procéder à une simulation du comportement hydraulique du réseau de distribution existant avec le logiciel **EPANET** c.à.d, déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel. Pour cela, nous allons tout d'abord calculer les débits aux nœuds et les débits en route pour chaque tronçon.

III.1-Diagnostic du réseau existant :

Le réseau de distribution de la ville de Menaceur couvre pratiquement la totalité de la ville, et il est de type maillé et ramifié (mixte).

Ce réseau a été réalisé au fur et à mesure du développement et de l'extension de la ville avec une longueur totale de 10211m et il est alimenté par gravité par deux réservoirs :

- ♣ **R200 m³** : qui est alimentée par refoulement à partir du champ de captage AIN KHELIL.
- ♣ **R625 m³** : qui est alimentée par refoulement à partir des sources naturelles

L'état du réseau de distribution de la ville ainsi que les caractéristiques de tous les tronçons sont représentés dans un tableau (voir annexe 2)

III.2-Calcul hydraulique du réseau :

La détermination des débits dans un réseau combiné s'effectue de la manière suivante :

- ♣ On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- ♣ On calcule les débits en route pendant les heures considérées (l'heure de pointe et l'heure de pointe +incendie)
- ♣ On détermine le débit spécifique en considèrent les débits en route.
- ♣ Sachant le débit spécifique ; on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds

III.2.1-Calcul des débits :

III.2.1.1-Détermination du débit spécifique :

Défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau assurant un débit en route, on suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toute la longueur du réseau

On a :

$$Q_{sp} = Q_{\text{pointe}} / \Sigma L_i$$

Q_{sp} : Débit spécifique (l/s/m)

Q_{pointe} : Débit de pointe (l/s)

ΣL_i : la somme des longueurs des tronçons (m)

♣ **Cas de pointe**

Tableau III.1 : Débit spécifique en heure de pointe

Heure de pointe	Q_{pointe} (l/s)	115,31
	Σl_i	10210,82
	q_{sp} (l/s/m)	0,011

♣ **Cas de pointe +incendie**

$$Q_r = Q_{\text{pte+inc}} - \Sigma Q_{\text{concentrés}}$$

$$Q_{\text{pte+inc}} = 115,31 + 17 = 132,31 \text{ l/s}$$

Tableau III.2 : Débit spécifique en heure de pointe +incendie

Heure de pointe+ incendie	$Q_{\text{pointe+incendie}}$(l/s)	132,31
	Σl_i	10210,82
	q_{sp} (l/s/m)	0,013

III.2.1.2-Calcul des débits en route

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau le débit en route est donné par la formule suivante :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i$$

Avec :

Q_{ri} : débit en route dans le tronçon i (l/s).

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : longueur du tronçon (m).

III.2.1.3-Détermination des débits nodaux :

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{ci}$$

Avec :

Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

$\sum Q_{ri-k}$: la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).

$\sum Q_{ci}$: la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

N.B : Dans le cas de pointe le débit concentré égale à 0.

- Les débits aux nœuds pour chaque tronçon en cas de pointe et pointe +incendie sont résumés dans un tableau (voir annexe 3)

III.3-Résultat de la simulation du réseau actuel :

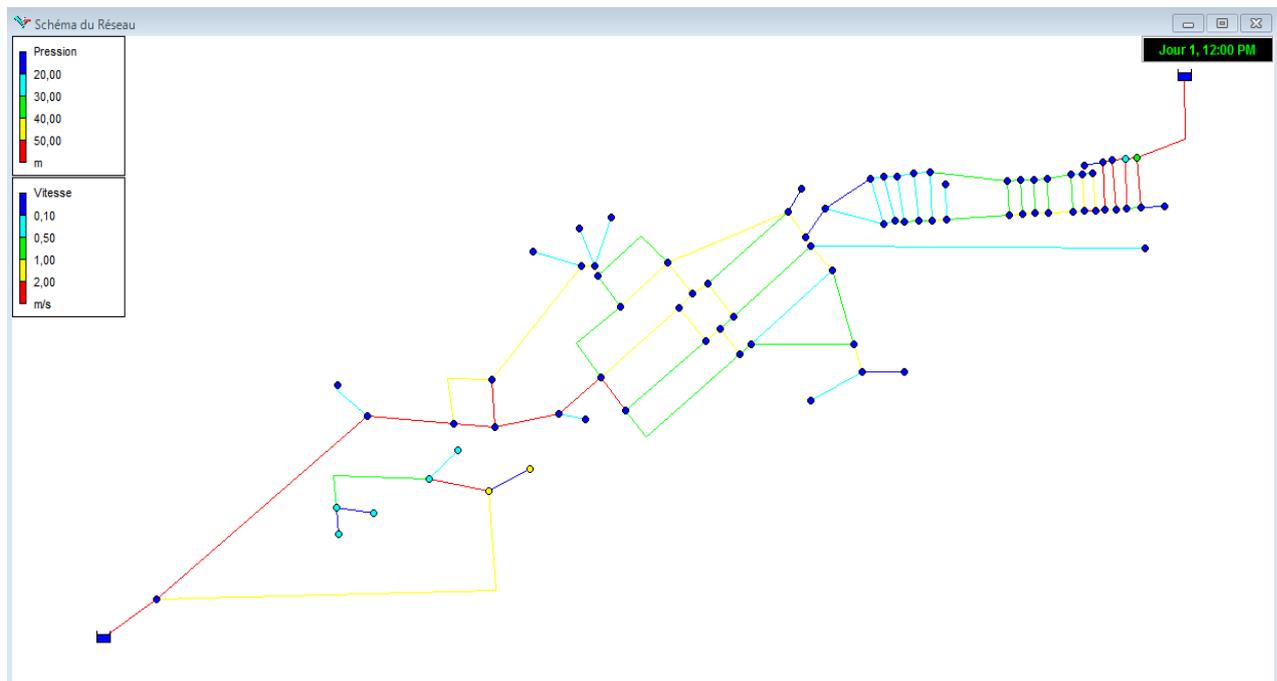


Figure III.1 : Résultat de la simulation

III.3.1- Résultat des pressions :

Tableau III.3 : valeurs de pression aux nœuds en heures de pointe.

Nœud	Pression	Nœud	Pression
6	15,74	20	-30,59
2	33,3	21	-31,72
8	-13,36	39	-36,69
3	24,54	65	-33,79
9	-16,46	43	-32,81
4	16,99	42	-32,94
10	-18,79	40	-48,69
5	15,47	49	-35,26
11	20,5	48	-33,36
24	-28,34	53	-37,3
12	-21,51	50	-35,37
82	-22,46	54	-36,35
25	-30,76	51	-35,01
26	-30,84	44	-30,97
27	-23,19	64	-37,08
30	-32,83	66	-33,56
17	-25,23	71	1,06
28	-31,33	80	25,29
15	-24,47	52	-36,74
29	-31,57	55	-44,44
16	-21,91	81	-43,83
85	-31,13	56	-43,15
14	-24,98	58	-44
18	-27,08	59	-59,15
19	-29,39	60	-59,08
61	-45,48	45	-34,62
62	-101,686	46	-34,65
84	-21,87	47	-35,16
7	-13,36	67	-21,3
31	-33,7	68	-28,37
22	-31,8	70	-21
23	-30,86	69	-50,45
32	-34,74	72	13,52
33	-34,81	78	22,8
34	-34,87	76	26,33
35	-36,91	77	21,27
36	-37,93	74	49,25
37	-37,91	75	44,25
38	-36,91	79	25,28
41	-67,7	73	3,97

III.3.2-Résultat des vitesses :

Les vitesses obtenues lors de la simulation en cas de pointe pour le réseau existant sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau III.5 : valeurs des vitesses en heures de pointe

N° tronçon	vitesse (m/s)	N° tronçon	vitesse (m/s)
7	5,19	52	0,19
21	0,89	53	0,03
80	0,83	55	1,53
24	0,78	56	1,68
76	1,13	58	0,06
68	1,22	59	0,84
79	1,36	69	0,74
3	6,57	72	1,09
4	4,3	73	1,64
5	2,2	74	3,07
6	0,07	75	0,96
8	4,5	61	0,25
9	4,16	64	0,61
111	4,2	63	0,79
10	0,46	65	1,43
23	0,58	66	0,08
26	0,66	67	0,26
27	0,67	60	0,79
29	0,74	70	1,33
30	0,58	71	1,08
31	0,78	82	1,41
33	0,55	83	0,74
18	1,2	81	1,13
20	1,07	86	1,53
57	1,03	88	0,2
54	0,48	89	1,94
11	0,02	90	0,34
12	0,71	77	0,89
13	1,34	92	3,71
14	1,92	93	0,28
15	2,5	94	2,71
16	2,22	97	3,39
17	1,97	98	2,3
22	1,75	95	2,02
25	1,54	99	0,37
28	1,36	104	0,12
32	1,19	103	2,06
34	0,98	102	0,03
37	1,01	85	0,09

36	0,25	106	0,08
40	0,83	87	0,42
42	0,67	35	0,6
46	0,52	62	1,22
50	0,38	91	1,51
39	0,37	96	1,74
43	0,34	78	1
45	0,25	100	4,47
48	0,17	101	1,09
38	0,41	105	0,88
41	0,34	84	5,51
44	0,27	1	2,7
47	0,22	2	0,59
49	0,19	19	0,76
51	0,09	-	-

Défaillances existantes sont les suivantes :

- ♣ Le réseau de distribution ne possède aucun système de comptage.
- ♣ Les conduites en amiante ciment présentent des fissures.
- ♣ Manque d'entretien.
- ♣ Les fuites au niveau des branchements.
- ♣ Les bouches d'incendie et les robinets vanne sont corrodés et le nombre est très limité.
- ♣ On trouve de très faibles vitesses ainsi que de grandes vitesses
- ♣ Durant la pointe la majorité des pressions sont négatives

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons conclu que le renouvellement du réseau de distribution est impérative vu les faibles vitesses dans certains tronçons ainsi que les pressions négatives dans la majorité des nœuds en plus de ça le matériau de la plupart des conduites et qui est l'amiante ciment non convenable pour l'aep.

Chapitre IV

Dimensionnement du réseau de distribution

Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums qui seront dimensionnés en conséquence.

IV.1-Choix du type de réseau :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue trois schémas de réseaux de distribution (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés et les réseaux combinés :

Ramifiés-maillés).

Selon la structure de l'agglomération, Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est le réseau combiné

Un réseau maillé est un réseau de conduites dont la plupart des extrémités des tronçons sont connectées pour former des mailles. Les points de rencontre des conduites sont des nœuds.

Le sens de l'écoulement de l'eau à l'intérieur des mailles dépend fortement de la demande.

Il n'y a pas de zones mortes tant qu'il y a un minimum de consommation ; ce qui contribue à Préserver la qualité de l'eau. Chaque point du réseau maillé peut être alimenté par deux nœuds. En raison de ces deux degrés de liberté, la sécurité dans la distribution et la qualité du service sont plus grandes.

En cas de rupture de conduite, l'interruption de service se limite à la portion de réseau concernée, isolée par deux à trois vannes, par contre Son coût de construction est relativement élevé par rapport au réseau ramifié.

IV.2-Exigences fondamentales du réseau :

- ♣ Assurer la distribution des quantités et qualités d'eau nécessaires vers les points de la consommation des agglomérations avec une pression acceptable.
- ♣ Le prix de revient des ouvrages du système d'alimentation en eau doit être minimum.

IV.3-Conception du réseau de l'agglomération :

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

- ♣ L'emplacement des quartiers ;
- ♣ l'emplacement des consommateurs ;
- ♣ le relief ;
- ♣ le souci d'assurer un service souple et régulier.

IV.4-Principe du tracé du réseau :

Le tracé se fait comme suit :

- ♣ Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (par exemple les usines) ;
- ♣ Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- ♣ Déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs
- ♣ Suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- ♣ Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau
- ♣ Pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

IV.5-Choix du matériau des conduites :

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

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PE (polyéthylène).

IV.5.1-Tuyaux en P.E :**IV.5.1.1-Les avantages :**

- ♣ Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ; grâce à l'inertie chimique du tuyau qui évite la dissolution et l'abrasion de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée ;
- ♣ Disponibilité sur le marché ;
- ♣ Facilité de pose (bonne flexibilité), puisque on les trouve en couronnes ou en tourets jusqu'au Ø160 .ils s'adaptent donc bien au terrain ; possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- ♣ Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ; ce qui améliore l'étanchéité du réseau ;
- ♣ La conduite étant auto butée on supprime quasiment tout massif de butée ;
- ♣ Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- ♣ Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

IV.5.1.2-Les inconvénients :

- ♣ Nécessite une grande technicité pour la jonction.

IV.5.2-Tuyaux en Pvc:

- ♣ Bonne résistance à la corrosion.
- ♣ Disponible sur le marché.
- ♣ Une pose de canalisation facile.
- ♣ Leur inconvénient est le risque de rupture.

-Pour notre cas on utilisera le PE que ça soit le PE100 (polyéthylène haute densité appelé PEHD ou le PE80 (polyéthylène basse densité appelé PEBD), pour les nombreux avantages qu'elles offrent.

IV.6-Calcul hydraulique du réseau de distribution :

La détermination des débits dans un réseau maillé s'effectue de la manière suivante :

- ♣ On détermine la longueur de chaque côté de la maille du réseau.
- ♣ On détermine le débit spécifique pendant l'heure de pointe
- ♣ On calcule les débits en route en considérant le débit spécifique ; pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure de pointe +incendie) ; Cas réservoir de tête.
- ♣ Sachant les débits en route; on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

IV.6.1-Détermination du débit spécifique :

Il est défini comme étant le rapport entre le débit de pointe et la somme des longueurs des tronçons du réseau où il y a une distribution. On suppose que les besoins domestiques sont uniformément répartis sur toutes les longueurs des mailles du réseau:

$$q_{sp} = Q_{\text{pointe}} / \sum L_i$$

Q_{pointe} : débit de pointe calculé dans le chapitre II (l/s).

q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

$\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons du réseau assurant le service en route (m).

Tableau IV.1 : Calcul du débit spécifique en cas de pointe

Heure de pointe	Q_{pointe} (l/s)	115,31
	$\sum L_i$ (m)	7319,89
	q_{sp} (l/s/m)	0,016

IV.6.2-Calcul des débits en route :

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau et est déterminé comme suit :

Avec :

$$Q_{ri} = Q_{sp} * L_i$$

Q_{ri} : débit en route dans le tronçon i (l/s).

q_{sp} : débit spécifique (l/s/m).

L_i : longueur du tronçon assurant un débit route (m).

IV.6.3-Détermination des débits nodaux :

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

Où :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{ci}$$

Q_{ni} : débit au nœud i (l/s).

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

ΣQ_{ci} : la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Dans notre cas le débit concentré égale à 0.

IV.7-Calcul du débit qui sort de chaque réservoir

♣ Cas de pointe :

$$Q_{\text{pointe}} = 115,31 \text{ l/s}$$

La somme des volumes des réservoirs d'alimentation V_t

$$V_t = 3000+625+200=3825\text{m}^3$$

$$-Q_{R3000} = 3000*115,31/3825 = 90,44 \text{ l/s}$$

$$-Q_{R625} = 625*115,31/3825 = 18,84 \text{ l/s}$$

$$-Q_{R200} = 200*115,31/3825 = 6,03 \text{ l/s}$$

♣ Cas de pointe +inc :

$$Q_{\text{pointe+inc}} = 132,31 \text{ l/s}$$

$$-Q_{R3000} = 3000*132,31/3825 = 103,77 \text{ l/s}$$

$$-Q_{R625} = 625*132,31/3825 = 21,62 \text{ l/s}$$

$$-Q_{R200} = 200*132,31/3825 = 6,92 \text{ l/s}$$

Les débits nodaux en cas de pointe sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2: Détermination des débits aux nœuds Cas de pointe

N° des nœuds	N° des tronçons	L _{tr} (m)	q _{sp} (l/s/m)	Q _{ri} (l/s)	Q _n (l/s)
1	1--2	252,1	0,016	4,0336	7,66104
	1--5	705,53		11,28848	
2	2--1	252,1		4,0336	6,39704
	2--3	547,53		8,76048	
3	3--2	547,53		8,76048	10,52296
	3--4	102,26		1,63616	
	3--9	665,58		10,64928	
4	4--3	102,26		1,63616	7,35864
	4--5	277,61		4,44176	
	4--8	539,96		8,63936	
5	5--4	277,61		4,44176	12,30696
	5--1	705,53		11,28848	
	5--7	555,23		8,88368	
6	6--7	293,46	4,69536	2,34768	
7	7--6	293,46	4,69536	14,31048	
	7--5	555,23	8,88368		
	7--8	208,74	3,33984		
	7--12	731,38	11,70208		
8	8--7	208,74	3,33984	8,47376	
	8--4	539,96	8,63936		
	8--10	310,52	4,96832		
9	9--3	665,58	10,64928	11,13768	
	9--10	726,63	11,62608		
10	10--8	310,52	4,96832	11,72288	
	10--9	726,63	11,62608		
	10--11	428,21	6,85136		
11	11--10	428,21	6,85136	5,3644	
	11--12	242,34	3,87744		
12	12--11	242,34	3,87744	13,65224	
	12--7	731,38	11,70208		
	12--13	732,81	11,72496		
13	13--12	732,81	11,72496	5,86248	

Tableau IV.3: Calcul du débit spécifique cas de pointe +inc

Heure de pointe+inc	Q _{pointe+inc} (l/s)	132,31
	Σl _i (m)	7319,89
	q _{sp} (l/s/m)	0,01807541

Tableau IV.4 : Détermination des débits nodaux cas de pointe +incendie

N° des nœuds	N° des tronçons	L _{tr} (m)	q _{sp} (l/s/m)	Q _{ri} (l/s)	Q _n (l/s)
1	1--2	252,1	0,01807541	4,556810861	8,654777439
	1--5	705,53		12,75274402	
2	2--1	252,1		4,556810861	7,226820049
	2--3	547,53		9,896829237	
3	3--2	547,53		9,896829237	11,88792603
	3--4	102,26		1,848391427	
	3--9	665,58		12,03063139	
4	4--3	102,26		1,848391427	8,31315219
	4--5	277,61		5,01791457	
	4--8	539,96		9,759998384	
5	5--4	277,61		5,01791457	13,90333424
	5--1	705,53		12,75274402	
	5--7	555,23		10,03600989	
6	6--7	293,46		5,304409819	2,652204909
7	7--6	293,46		5,304409819	16,16673708
	7--5	555,23		10,03600989	
	7--8	208,74	3,773061083		
	7--12	731,38	13,21999337		
8	8--7	208,74	3,773061083	9,57291789	
	8--4	539,96	9,759998384		
	8--10	310,52	5,612776313		
9	9--3	665,58	12,03063139	12,58238328	
	9--10	726,63	13,13413517		
10	10--8	310,52	5,612776313	13,2434914	
	10--9	726,63	13,13413517		
	10--11	428,21	7,740071316		
11	11--10	428,21	7,740071316	6,060233088	
	11--12	242,34	4,380394859		
12	12--11	242,34	4,380394859	15,42311471	
	12--7	731,38	13,21999337		
	12--13	732,81	13,2458412		
13	13--12	732,81	13,2458412	6,622920601	

IV.8-Répartition arbitraire des débits :

La répartition arbitraire des débits est faite selon les principes de la méthode de **HARDY CROSS** tel que, pour le même nœud la somme des débits entrants est égale à celle des débits sortants (équation de la continuité $\Sigma Q=0$).

IV.9-Détermination des diamètres :

Connaissant le débit arbitraire, nous pourrions déduire les diamètres de chaque tronçon du réseau à travers le catalogue des conduites de PEHD (voir annexe 4).

-On a choisi le PEHD PN16 comme type du matériau

Les diamètres normalisés sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.5 : Dimensionnement des conduites du réseau en fonction du débit

Tronçon	Q_{pointe} (l/s)	Q_{pointe+inc} (l/s)	Q_{max} (l/s)	D normalisé (mm)
R200-1	6,03	6,92	6,92	90
1--2	4,59	4,68	4,68	75
2--3	1,72	2,55	2,55	63
3--4	6,42	10	10	110
4--5	6,42	4,73	6,42	90
5--1	6,1	6,42	6,42	90
5--7	11,8	15,59	15,59	140
4--8	20,09	23,04	23,04	160
3--9	5,66	4,44	5,66	90
9--10	16,63	17,02	17,02	140
8--10	16,63	17,02	17,02	140
8--7	11,8	15,59	15,59	140
7--6	2,31	2,65	2,65	63
7--12	40	50	50	225
10--11	44,79	47,28	47,28	225
11--12	31,23	31,72	31,72	180
12--13	84,67	97,15	97,15	250
R625-11	18,84	21,62	21,62	160
R3000-13	90,44	103,77	103,77	250

IV.10-Calcul du réseau par logiciel EPANET :

Après avoir reparti arbitrairement les débits à travers les tronçons On procède à la simulation des différents paramètres du réseau (pression, vitesse, débit corrigé ..) à l'aide du logiciel EPANET , les résultats des simulations sont retranscrits par la suite, selon le mode de fonctionnement du réseau .

Les conduites doivent assurer la distribution des débits avec une vitesse admissible entre 0,2 voir jusqu' à 3 m/s.

La pression qui règne au niveau des nœuds est comprise entre 10 et 60 m.c.e (1 à 6 bars)

Tableau IV.6 : État des arcs du réseau avec les diamètres corrigés :

Tronçon	Longueur (m)	Pointe+incendie			Pointe	
		Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
R200-1	104,8	110	20,08	2,11	16,07	1,69
1--2	252,1	75	7,76	1,76	6,02	1,36
2--3	547,53	63	3,08	0,99	3,43	1,1
3--4	102,26	110	15,72	1,65	14,24	1,5
4--5	277,61	50	0,54	0,28	0,42	0,21
5--1	705,53	50	0,68	0,34	1,26	0,64
5--7	555,23	125	22,07	1,8	19,86	1,62
4--8	539,96	140	27,65	1,8	24,69	1,6
3--9	665,58	90	5,19	0,82	4,73	0,74
9--10	726,63	140	24,06	1,56	21,19	1,38
8--10	310,52	140	20,53	1,33	17,95	1,17
8--7	208,74	140	21,48	1,4	19,25	1,25
7--6	293,46	75	3,98	0,9	3,46	0,78
7--12	731,38	225	71,77	1,81	63,71	1,6
10--11	428,21	225	64,45	1,62	56,45	1,42

11--12	242,34	225	79,81	2,01	73,57	1,85
12--13	732,81	300	174,73	2,47	157,44	2,23
R625-11	262,55	140	6,27	0,99	9,2	1,45
R3000-13	243,06	300	184,66	2,61	166,1	2,35

Tableau IV.7 : État des nœuds du réseau avec les diamètres corrigés

N°des nœuds	CTN (m)	cas de pointe (mce)	pointe+inc (mce)
1	177,5	42,29	41,19
2	159	55,06	50,65
3	168,18	56,33	50,12
4	162,14	64,11	58,24
5	188,125	38,52	32,87
6	199	34,45	30,07
7	195	40,93	37,24
8	171	63,01	58,91
9	167,14	61,46	55,99
10	193,75	42,77	39,35
11	220	19,32	16,67
12	36,98	39,22	20,67
13	220	29,66	29,05

Remarque :

Les vitesses sont relativement bonnes dans les conduites, pour les pressions, on remarque que dans certains nœuds les pressions ont atteints des valeurs non acceptables en pratique, tel que les nœuds 4,8 et 9 ou il risque d'y avoir des dysfonctionnements dans notre réseau surtout au niveau des accessoires, ces fortes pressions sont dû au fait que notre agglomération se trouve dans un terrain accidenté.

Solutions proposées :

On peut opter pour une solution qui est l'utilisation de vannes réductrices de pression à l'amont des nœuds où la pression est excessive.

IV.11-Résultat de la simulation :

♣ **Cas de pointe :**

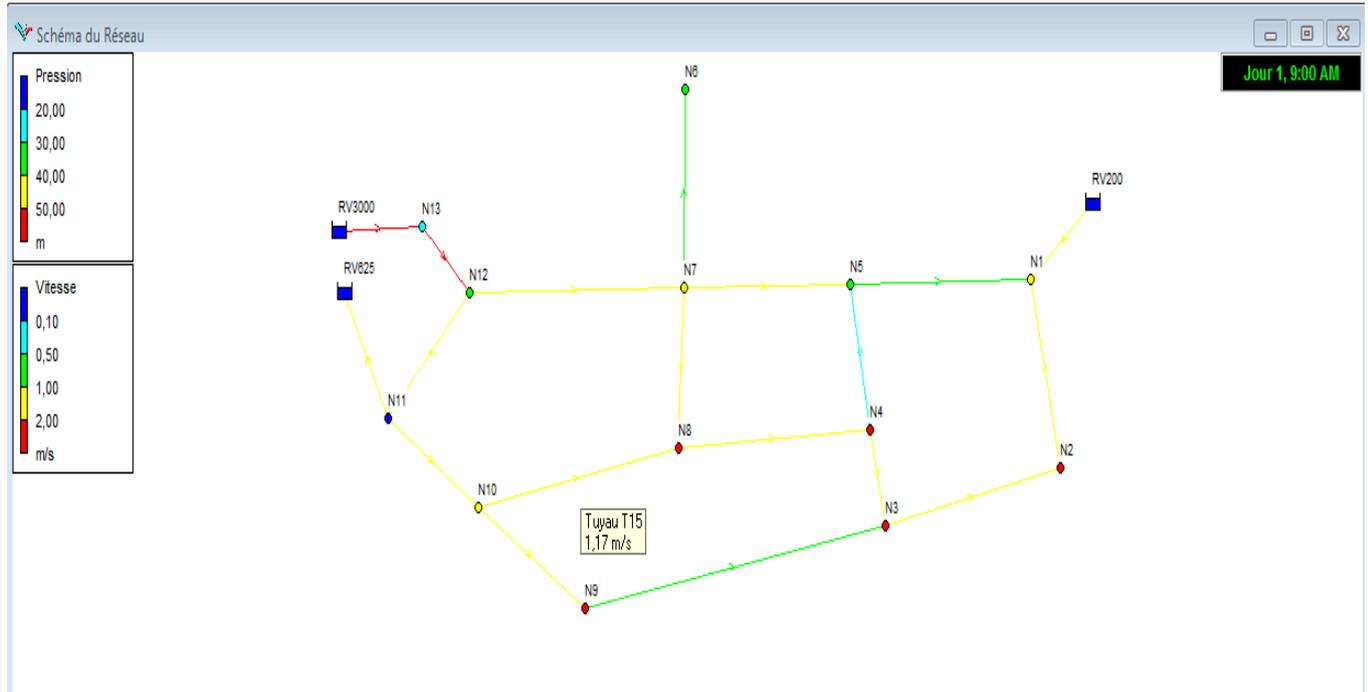


Figure IV.1 : simulation en cas de pointe

♣ Cas de pointe +incendie :

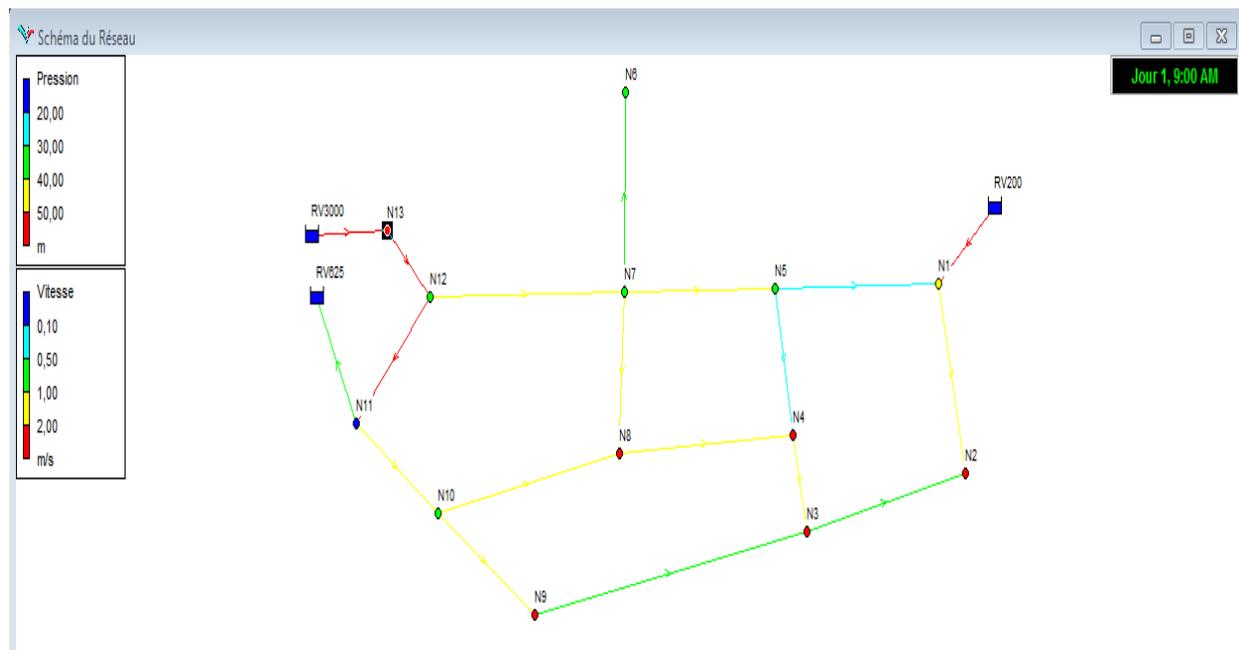


Figure IV.2 : simulation en cas de pointe+incendie

Conclusion :

Après la projection du réseau de distribution, nous avons obtenus des vitesses acceptables sur la plus part des conduites mais des pressions trop élevées sur la pluparts des nœuds, ce qui nous a poussé à utiliser un réducteur de pression qui réduit la pression aux nœuds afin d'assurer le bon fonctionnement de notre réseau 24h/24.

Chapitre V

Les réservoirs d'alimentation en eau potable

Introduction :

Après avoir calculé les besoins de l'agglomération, il faut qu'on vérifie si le volume des réservoirs existant satisfait les besoins en eau, à l'horizon 2042, sachant que ces réservoir de tête sont de caractéristiques suivante :

Tableau V.1 : caractéristique des réservoirs d'alimentation du chef-lieu Menaceur

Réservoir	RV200	RV625	RV3000
CR	218	230	248,5
CTP	222	234	252,5
Volume (m ³)	200	625	3000

V.1-Rôle des réservoirs :

- ♣ Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres).
- ♣ Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...).
- ♣ Ils offrent de la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont le plus bas.
- ♣ Ils assurent la régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant.
- ♣ Ils simplifient l'exploitation.
- ♣ Ils régularisent les pressions dans le réseau.
- ♣ Ils garantissent la réserve d'incendie au moyen d'un volume réservé dans la cuve du réservoir.

V.2-Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés de façons diverses, et ce, selon les critères suivants :

V.2.1-Selon le matériau de construction :

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs

- ♣ -Réservoirs métalliques ;
- ♣ Réservoirs en maçonnerie ;
- ♣ Réservoirs en béton armé.

V.2.2-Selon la situation des lieux :

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- ♣ Enterrés.
- ♣ Semi-enterrés.
- ♣ Surélevés.

V.2.3-Selon l'usage :

Vu les nombreux usages des réservoirs, on peut les classer en :

- ♣ Réservoir principal d'accumulation et de stockage.
- ♣ Réservoir terminal.
- ♣ Réservoir d'équilibre
- ♣ Réservoir tampon.
- ♣ Bâche de reprise.
- ♣ Brise charge.

V.2.4-Selon la forme :

- ♣ Circulaire ;
- ♣ Rectangulaire ;
- ♣ Forme quelconque.

V.3-Principe de fonctionnement :

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- ♣ Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- ♣ Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (apport -distribution) .Ce pendant lors des heures de forte consommation (heure de pointe), le déficit sera assuré par le réservoir vers le réseau de distribution.

V.4-Choix du type de réservoir :

Pour pouvoir accomplir convenablement les fonctions pour lesquels ils sont conçus, les réservoirs servant à alimenter le chef-lieu Menaceur est de type semi enterré de forme circulaire. Ce type de réservoir est déterminé par de multiples facteurs comme :

- ♣ Conditions topographiques de la région à desservir.
- ♣ Conditions hydrauliques de la distribution : volume du réservoir, pression à assurer
- ♣ Les facteurs économiques,
- ♣ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation.
- ♣ Les possibilités d'adaptation au réseau.

V.5-Emplacement des réservoirs :

- ♣ Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est-à-dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau.
- ♣ Pour des raisons économiques, il est préférable que son remplissage se fasse gravitairement, c'est-à-dire le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- ♣ L'implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- ♣ L'emplacement du réservoir doit être choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés.

V.6-Equipements des réservoirs :

V.6.1-Equipements d'intervention :

- ♣ Les accès aux cuves pour la surveillance, l'entretien ou la réparation, doivent être pris en considération.
- ♣ Une trappe d'accès est prévue généralement pour le personnel et une trappe spécifique importante pour l'entrée éventuelle du matériel

V.6.2-Equipements hydrauliques :

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- ♣ D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- ♣ D'une conduite de départ ou de distribution ;
- ♣ D'une conduite de vidange ;
- ♣ D'une conduite de trop-plein ;
- ♣ D'une conduite by-pass ;
- ♣ D'un système de matérialisation d'incendie.

*Toutes ces conduites doivent aboutir dans une chambre de manœuvre

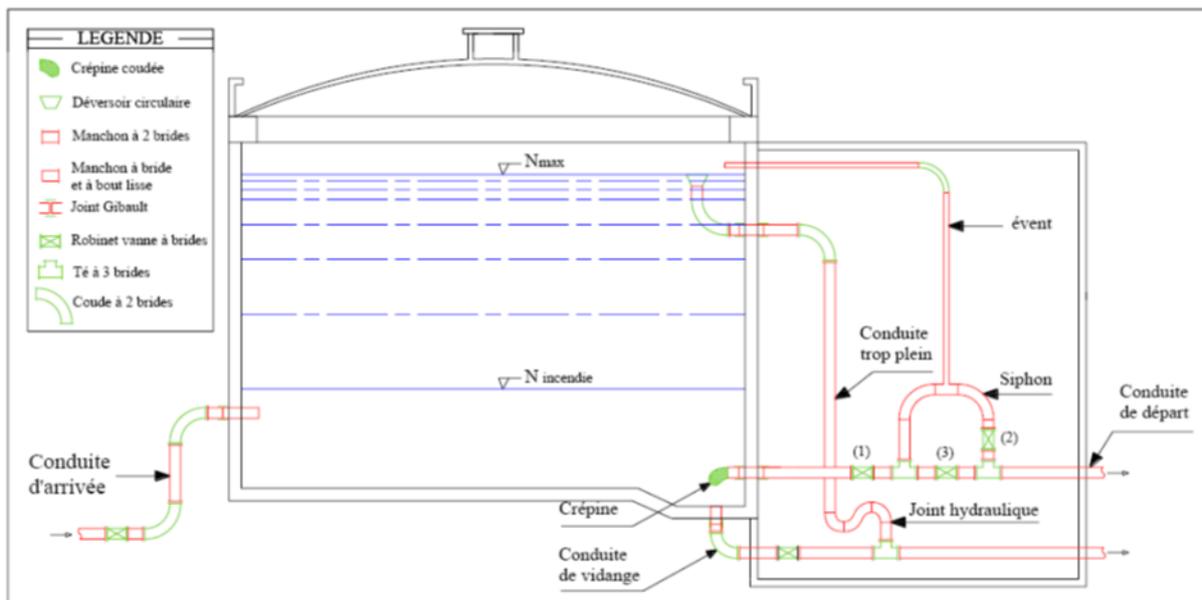


Figure V.1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré et ses équipements

V.7-Calcul de la capacité du réservoir :

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe). Sa capacité doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

V.7.1- Principe de calcul :

Le calcul se base :

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

*Pour notre cas, on va utiliser la méthode analytique qui dépendra de deux points essentiels :

- ♣ Le régime de consommation du chef-lieu de Menaceur et la courbe de consommation présentée dans le chapitre 2.
- ♣ Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de **20 heures** d'apport du fait d'un pompage à partir des bâches remplies.

En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures.

Le volume utile est donnée par :

$$V_u = \frac{a(\%) \times Q_{\max,j}}{100}$$

Avec :

a % : représente le maximum des restes de $Q_{\max,j}$

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m^3/j)

Le tableau suivant donne le calcul de la capacité du réservoir.

Tableau V.1 : Calcul de la capacité du réservoir

Heure	Apport (%)	Apport cumulé (%)	Distribution (%)	Distribution cumulée (%)	ΔV^+ (%)	ΔV^- (%)
0-1	5	5	1.5	1.5	3.5	-
1-2	5	10	1.5	3	7	-
2-3	5	15	1.5	4.5	10.5	-
3-4	5	20	1.5	6	14	-
4-5	5	25	2.5	8.5	16.5	-
5-6	5	30	3.5	12	18	-
6-7	5	35	4.5	16.5	18.5	-
7-8	5	40	5.5	22	18	-
8-9	5	45	6.25	28.25	16.75	-
9-10	5	50	6.25	34.5	15.5	-
10-11	5	55	6.25	40.75	14.25	-
11-12	5	60	6.25	47	13	-
12-13	5	65	5	52	13	-
13-14	5	70	5	57	13	-
14-15	5	75	5.5	62.5	12.5	-
15-16	5	80	6	68.5	11.5	-
16-17	5	85	6	74.5	10.5	-
17-18	0	85	5.5	80	5	-
18-19	0	85	5	85	0	-
19-20	0	85	4.5	89.5	-	-4.5
20-21	0	85	4	93.5	-	-8.5
21-22	5	90	3	96.5	-	-11.5
22-23	5	95	2	98.5	-	-13.5
23-24	5	100	1.5	100	-	-15
total	100					

*Pour un débit max journalier $Q_{max,j}=6641.69 \text{ m}^3/\text{j}$ on a :

$$\Delta V^+_{max}=18,5\% \quad \text{et} \quad \Delta V^-_{max} = -15\%$$

$$V_t = [(|\Delta V^+_{max}| + |\Delta V^-_{max}|) \times Q_{max,j}/100] + V_{inc}$$

$$V_t = [(18,5+15) \times 6641,69/100] + 120 = 2344,97 \text{ m}^3$$

Remarque :

- ♣ Il est important de normaliser les capacités des réservoirs, afin que les coffrages puissent être réutilisés.
- ♣ Pour notre cas on prend une capacité de **3000m³** et qui est inférieur au volume disponible dans notre agglomération **V_{disp}=3825m³** donc les réservoirs existant vont satisfaire aux besoins futurs de notre agglomération.

Conclusion :

Le but de ce chapitre est de vérifier la capacité de stockage des réservoirs existants à l'horizon 2042. sur ce il a été déduit un volume de 2345m³ qui est inférieur au volume disponible 3825 m³.étant donné que les réservoirs existants sont en très bonne état la capacité de stockage en eau du chef-lieu Menaceur sera satisfaite pour les horizons futurs.

Chapitre VI

Etude de l'adduction

Introduction :

N'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Et pour ces trois cas on a le facteur topographie qui rentre en jeu. Ce dernier nous oblige à placer certains accessoires :

- ♣ Ventouse aux points hauts du tracé pour l'évacuation de l'air.
- ♣ Vidange aux points bas.
- ♣ Vanne de sectionnement pour éviter la vidange complète de la conduite.

Donc le bon fonctionnement de l'adduction permet d'éviter :

- ♣ Des dysfonctionnements (fontaine non alimentée).
- ♣ Les dégâts (surpression, dépressions...).
- ♣ L'entrée de polluants par fonctionnement.
- ♣ L'obstruction de l'adduction par sédimentation ou par bouchon d'air,
- ♣ Des coûts exagérés.

En vue de dimensionner cette conduite d'adduction nous prenons en considération deux aspects, l'un économique et l'autre technique.

VI.1-Choix du tracé :

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement on admit les conditions suivantes qu'il faut les respecter:

- ♣ Un chemin plus direct que possible
- ♣ Dans le but d'économie du projet, il faut éviter les sur profondeurs.
- ♣ Choisir un tracé à côté de la route pour faciliter les travaux et le transport du matériel.
- ♣ Eviter les contre pente qui donne des poches d'air qui sont dangereux soit sur la pompe, les joints et la conduite (coup de bélier).
- ♣ Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...)

Et cela pour ne pas multiplier les ouvrages couteux.

VI.2-Choix du type de tuyaux :

Le choix est établi sur des critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression de service, condition de pose et sur des critères d'ordre économique qui englobent le prix de la fourniture et le transport on trouve :

VI.2.1-La fonte ductile :

La fonte ductile est obtenue par un traitement spécial au magnésium, ses caractéristiques mécaniques sont stables, élastique et rigide à la fois. Elle a une très bonne tenue à la rupture et aux chocs et supporte les variations de hauteur de couverture et les grandes variations de pression par contre elle nécessite beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable compte tenu de la longévité de la conduite, mais elle ne convient pas aux terrains trop accidentés.

VI.2.2-L'acier :

L'acier est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est très sensible à la corrosion surtout lorsque le sol est agressif, mais il est adéquat à tout type de terrains vu qu'il absorbe les efforts de pressions.

VI.2.3-LE PEHD :

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorporable, sa pose par soudure électrique se fait sans grande contrainte. Les grands diamètres supérieurs à 300 mm sont commercialisés à l'heure actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de vie de la conduite.

Dans notre cas on va opter pour des conduites en PEHD en vue des avantages suivants :

- ♣ Disponibilité sur le marché Algérien (production local)
- ♣ Résistance aux grandes pressions (>a 20 bars)
- ♣ Facile à poser (grande flexibilité) et possibilité d'enroulement en couronnes pour les petits diamètres.
- ♣ Permet de faibles rayons de courbures aux réseaux.
- ♣ Longue durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissements (durée de 50 ans à 20°C.)
- ♣ Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faible).
- ♣ Répond parfaitement aux normes de potabilité.
- ♣ Résistance à la corrosion interne, externe et micro biologique.
- ♣ Se raccorde facilement à d'autres réseaux (fonte, acier).
- ♣ Insensible aux mouvements de terrain (tremblement de terre).

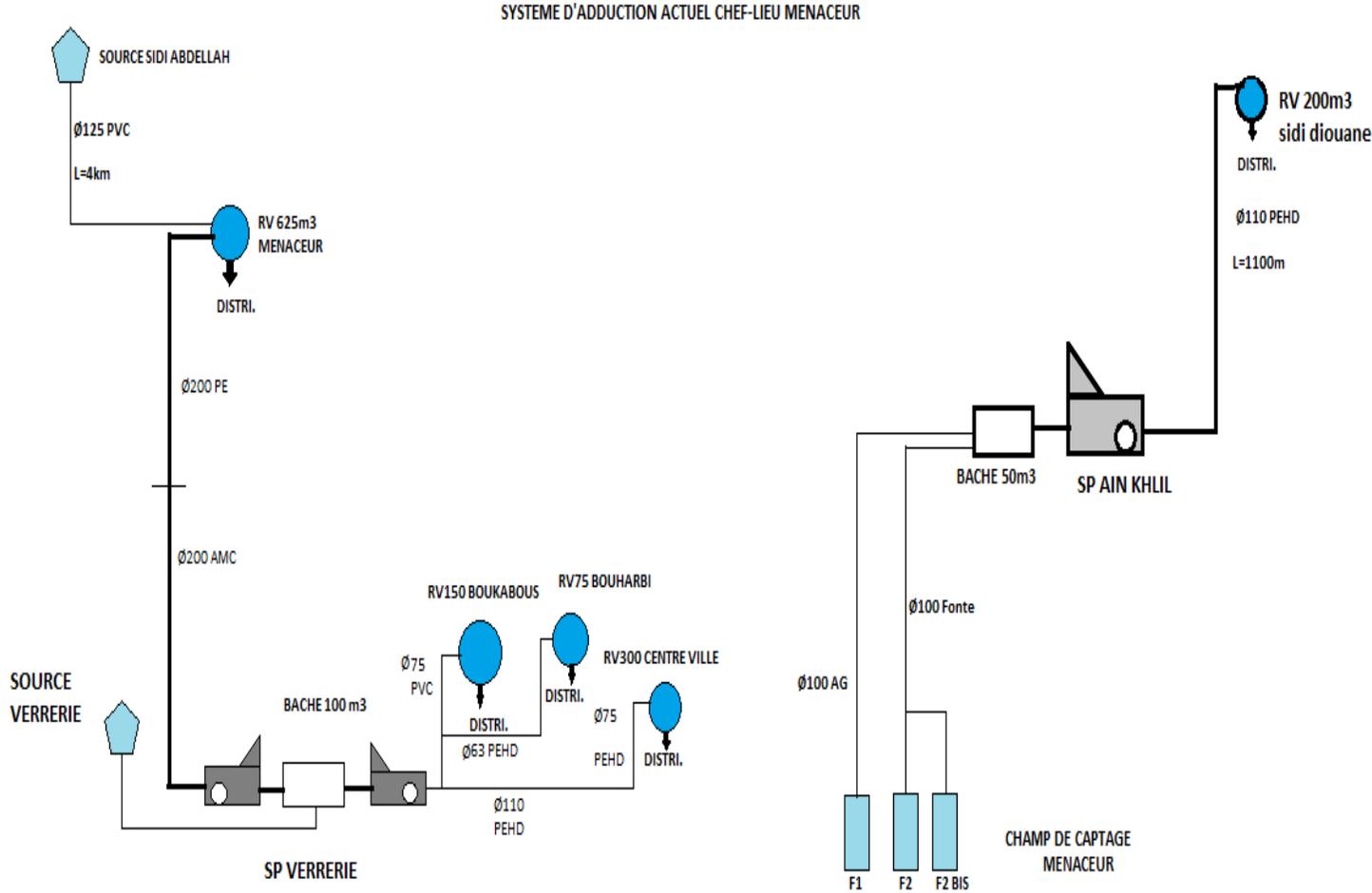


Figure VI.1 : Système d'adduction actuel

-Le chef-lieu Menaceur est alimenté en eau par plusieurs adductions :

1-Une adduction à partir de la station de pompage Ain Khelil :

Une conduite d'adduction par refoulement **DN110 PEHD (879ml)** à la sortie de la station de pompage Ain Khelil permet d'alimenter le réservoir **200m³** Sidi Diouane. A partir d'une bache enterrée de **60m³** cette dernière est alimentée par refoulement à partir du champ de captage Menaceur

Deux autres forages qui vont refouler vers la SP Ain Khelil et alimenter le réservoir **200m³** sur une distance de 1100ml sont en cour de réalisation.

2-Une adduction à partir de la station de pompage Verrerie :

Une conduite d'adduction par refoulement **DN150 AMC** vers le réservoir **625m³** sur une distance de **519ml** à partir de la station de pompage verrerie cette dernière est alimentée par la source de verrerie par refoulement.

3- Adduction à partir de la SDEM DE FOUKA en passant par le booster de sidi Amer :

En cour de réalisation et qui va servir à alimenter le réservoir 3000m³ avec un débit de 200m³/h

Le tableau suivant donne les différentes informations sur les forages existant :

Tableau VI.1 : Forages alimentant le chef-lieu Menaceur

Localisation	Nom du forage	Longitude	Latitude	Q _{expl} (m ³ /h)	Q _{journalier} 20h/24 (m ³ /j)	HMT	P (KW)	Etat
Champ de captage Ain Khelil	F01	36°29'59.39"N	2°15'48.14"E	15	300	60	11	En exploitation
Champ de captage Ain Khelil	F02	36°30'7.33"N	2°15'59.02"E	8	160	80	11	En exploitation
Champs de captage Ain Khelil	F02 Bis	36°30'8.68"N	2°15'59.84"E	15	300	90	11	En exploitation
Champs de captage Ain Khelil	F04	/	/	20	400	/	/	En cour de réalisation
Champs de captage Ain Khelil	F05	/	/	20	400	/	/	En cour de réalisation

VI.3-Calcul hydraulique :**VI.3.1-Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement :**

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les deux formules approchées de BRESSE et de BONNIN à titre indicatif.

Formule de BRESSE (Dupont, 1974)

$$D=1,5\times\sqrt{Q}$$

Formule de BONNIN

$$D=\sqrt{Q}$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite (m) ;

Q : Débit véhiculé (m³/s)

VI.3.2-calcul des pertes de charge linéaires

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

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

La loi de Darcy

$$\Delta HL=J\times L=\frac{\lambda\times L\times V^2}{D\times 2g}$$

Avec :

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

ΔHL : pertes de charge linéaires en (m)

J : gradient hydraulique en (m/m)

Le coefficient λ est obtenu par les formules suivantes :

- ♣ **Formule de NIKURADZE 1933**

$$\lambda = (1,14-0,86 \ln (\varepsilon/D))^{-2}$$

Avec :

ε : Rugosité de la conduite :

♣ 0,5 mm pour la fonte ductile

♣ 0,01mm pour le PEHD

D : Diamètre de la conduite en (mm)

➤ **Formule COLEBROOK 1939 (Giles, Evert, Liu, 1995)**

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec

λ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement ;

V : Vitesse de l'écoulement dans la conduite (m/s)

D : Diamètre de la conduite en mètre (m)

Re : Nombre de Reynolds.

Selon Reynolds 1883, le régime d'écoulement se vérifie à l'aide de la formule du nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

$$Re = \frac{V \times D}{\nu}$$

Avec :

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

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0,0337.t + 0,000221.t^2)}$$

t : Température de l'eau en degré

VI.3.3-calcul des pertes de charge singulières :

Les pertes de charges singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section (rétrécissement, élargissement de la conduite)...etc.

Dans notre cas les pertes de charge singulières représente 15% des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_L$$

VI.3.4-Calcul des pertes de charge totales :

La perte de charge totale est donnée comme suit :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s = 1,15 \times \Delta H_L$$

Avec :

ΔH_T : Perte de charge totale en (m) ;

ΔH_s : Perte de charge singulière en (m) ;

ΔH_L : Perte de charge linéaire en (m).

VI.3.5- Hauteur manométrique totale HMT :

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_T$$

Avec :

H_g : La hauteur géométrique (m)

ΔH_T : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_a : Perte de charge à l'aspiration (m), Dans notre cas $\Delta H_a = 0,5\text{m}$;

ΔH_r : Perte de charge au refoulement (m)

VI.3.6-Détermination du diamètre économique

VI.3.6.1-Calcul de la HMT :

♣ **Tronçon sp1-RV200 :**

$$D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.022} = 0.148 \text{ m}$$

VI.3.7-Puissance de la pompe :

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

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

Avec :

P : Puissance absorbée par la pompe (kW) ;

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

Q : Débit a refoulé (m^3/s) ;

HMT : Hauteur manométrique totale (mce) ;

η : Rendement du pompage (74,3%)

VI.3.8-Energie consommée par la pompe :

L'énergie consommée par la station de pompage est donnée par la formule suivante :

$$E= P \times T \times 365$$

Avec :

E : Energie totale consommée par la pompe pendant une année (kWh) ;

P : Puissance absorbée (kW) ;

T : Temps de pompage en heure (T=20h)

VI.3.9-Frais d'exploitation de la pompe :

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante

$$F_{EXP} = E \times e$$

Avec :

F_{EXP} : Frais d'exploitation (DA) ;

E : Energie totale dépensée par la pompe (kW) ;

e : Prix unitaire du kWh

Selon la SONEGAS et la Commission de régulation de l'électricité et du gaz, les tarifications sont données comme suit pour les clients non ménagers :

Tableau VI -2 Tarification de l'énergie électrique pour les consommateurs non ménagers

Type de tarifs	Code tarif	Prix de l'énergie active cDA/kWh				
		Pointe	Pleine	Nuit	Hors pointe	Jour
Tarifs postes horaires	Horaires	17h-21h	21h-22h30 6h-17h	22h30-6h		
	51NM	811,47	216,45	120,50	-	-
	Horaires	17h-21h			21h-17h	
	52NM	811,47	-	-	178,07	-
	Horaires			22h30-6h		6h-22h30
	53NM	-	-	120,50	-	486,98

- Il sera choisi pour notre cas le régime de tarification 51NM pour un pompage de 20h

Donc un arrêt de 4h à partir de 17h jusqu'à 21h.

$$e = \frac{216,45 \times 12,5 + 120,50 \times 7,5}{20} = 180,47 \text{ cDA}$$

$$e = 1.80 \text{ da}$$

VI.3.10-Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont calculés par la formule suivante :

$$F_{am} = P_{rc} \times A$$

Avec :

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

A : Amortissement annuel qui est calculé par la formule

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

Avec :

i : Taux d'annuité (i=10%)

n : Durée de l'amortissement de la conduite, dans notre cas on prend n=30ans

Tableau VI.3 : Calcul de la HMT

Diamètre (mm)	Cote de départ (m)	Cote d'arrivée (m)	Débit (m3/s)	Vitesse (m/s)	λ	L (m)	ΔH_L (m)	ΔH_T (m)	Hg (m)	HMT (m)	matériau
125	142	222	0,022	1,79	0.0117	1100	16,81	19,33	80	99,33	PEHD PN16
160	142	222	0,022	1,09	0.0111	1100	4,62	5,31	80	85,31	PEHD PN16
200	142	222	0,022	0.70	0.0107	1100	1,47	1,69	80	81,69	PEHD PN16

VI.3.11-Calcul des frais d'amortissement :

Tableau VI.4 : Calcul des frais d'amortissement :

Diamètre (mm)	L(m)	Prix du ml (DA)	Prix conduite (DA)	Amortissement A	F _{amort} (DA)
125	1100	784,70	863170	0.01	831,7
160	1100	1282,50	1410750	0.01	14107,5
200	1100	2014,00	2215400	0.01	22154

REMARQUE : le prix du mètre linéaire des conduites a été estimé selon la moyenne des prix de vente chez les fournisseurs du marché national.

VI.3.12-Calcul des frais d'exploitation :

Tableau VI.5 : Calcul des frais d'exploitation

Diamètre (mm)	P (KWatt)	E (KWh)	F exploit (DA)
125	17.36	126751.45	228152.61
160	17.36	126751.45	228152.61
200	17.36	126751.45	228152.61

VI.3.13-Bilan :

Tableau VI.6 : Calcul du bilan

Diamètres (mm)	F amort (DA)	F exploit (DA)	Bilan (DA)
125	831,7	325610,336	326442,036
160	14107,5	325610,336	339717,836
200	22154	325610,336	347764,336

D'après le bilan, le diamètre le plus économique du tronçon sp1-RV200 est **D=125mm**

*La simulation hydraulique prenant en compte tous les éléments du système a permis de constater qu'avec un diamètre de 125 mm on a une vitesse un peu élevée mais toujours en dessous de la vitesse limite ce qui va engendrer l'augmentations des pertes de charges donc augmentation de la HMT ainsi que les frais , c'est pour cela nous allons opter pour un diamètre un peu plus grand qui est le **DN160 PN 16** d'où nous aurons une diminution des pertes de charges et la vitesse sera toujours acceptable de l'ordre de 1,09 m/s.

Tableau VI-7 : Caractéristiques de la conduite d'adduction

Tronçon	Diamètre normalisé (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Pression nominale PN (bars)	Matériau
Sp-RV200	160	130,8	14,6	16	PEHD

VI.4-Dimensionnement de la Bâche d'accumulation :

VI.4.1- Capacité de la bâche :

En augmentant le débit pompé la capacité de la bâche est insuffisante, il est alors nécessaire de projeté une autre bâche avec une cote radier de 142 m au niveau de la station de pompage Qui va servir à accumuler l'eau pompée à partir de forages lors d'arrêt de la pompe au niveau de la station de pompage

-Le volume des Bâches d'accumulation se détermine par la formule suivante :

$$V = \frac{T \times Q}{4}$$

V: Volume du Bâche d'accumulation en m³

T: Temps d'arrêt de la pompe T=4h.

Q: Débit (m³ /h)

A.N :

$$V_{\text{bache}} = \frac{4 \times 78}{4} = 78 \text{ m}^3$$

-Le volume de la bâche calculé est de 78 m³ normalisé à 80 m³ et qui est supérieur à la capacité de la bâche d'accumulation

- Pour une section carrée et une hauteur d'eau de 5 m, on détermine la section qui est :

$$V = S.H$$

V: Volume total du Bâche d'accumulation en m³.

H : Hauteur d'eau dans le réservoir en m.

$$S = a \times a = 16 \text{ m}^2$$

$$a = \sqrt{s} = \sqrt{16} = 4 \text{ m}$$

* On prend **a= 4m**

Tableau VI.8 : Récapitulatif des dimensions de la bâche

Ouvrage	CR (m)	CTP (m)	H(m)	a (m)	Volume (m ³)
Bâche	142	147	5	4	80

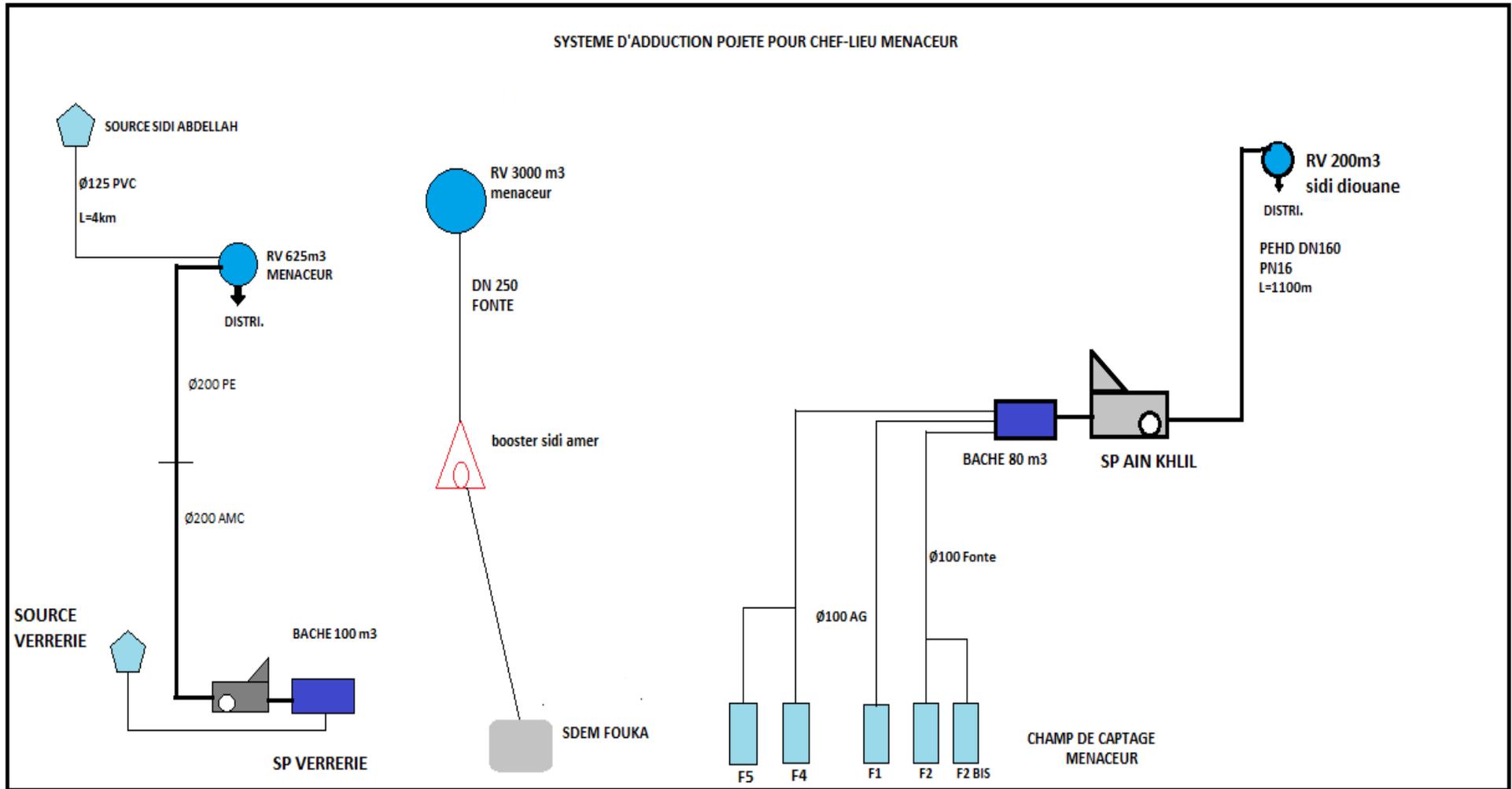


Figure VI.2 : système d'adduction projeté

Conclusion :

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de dimensionner notre conduite de refoulement principale d'une longueur totale de 1100 m soit 1,1 km et d'un diamètre de la conduite principale en **PEHD PN16**.

Il reste donc nécessaire de choisir les pompes adéquates pour assurer l'adduction par refoulement depuis la station de pompage Ain Khelil. Ceci est l'objectif du chapitre suivant.

Chapitre VII

Etude de pompage

Introduction :

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

Dans notre cas la station de pompage existe on doit seulement choisir des pompes adéquates qui vont refouler le débit nécessaire à la hauteur demandée.

VII.1-Choix des pompes :

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

Un grand intérêt est porté à une pompe pouvant fonctionner dans une zone à rendement maximal, ce qui entraîne réduction de l'énergie à fournir

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise le logiciel **CAPRARI**, il nous permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométrique voulue. En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale avec une vitesse de rotation plus élevée.

VII.2-Choix du nombre de pompe:

Le choix du nombre de pompe repose sur les critères suivants :

- ♣ Recherche de l'investissement minimal par limitation du nombre de pompe de groupe sans perdre de point de vue la sécurité de fonctionnement ;
- ♣ Assure la hauteur et le débit calculé ;
- ♣ Assurer le rendement maximal de pompe ;
- ♣ Présenter le minimum d'encombrement ;
- ♣ La disponibilité sur le marché national.

VII.3-Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplage des pompes :

- ♣ **Le couplage en série :** ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

Dans ce cas, le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévation de chaque groupe, donc dans ce cas le débit reste inchangé et les hauteurs s'ajoutent

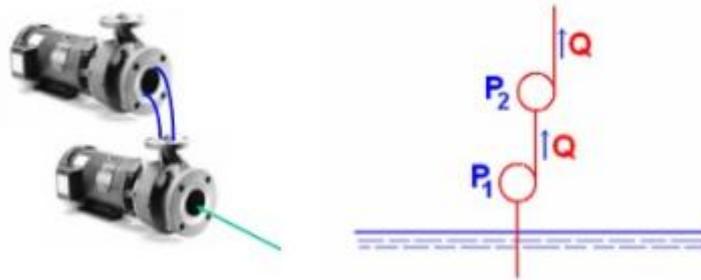


Figure VII.1 : Pompe en série

- ♣ **Le couplage en parallèle :** ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

Dans ce cas, chaque conduite de refoulement individuel mène à une conduite générale commune. Pour une même hauteur d'élévation (HMT) donnée, le débit de l'ensemble est égal à la somme des débits de chaque pompe.

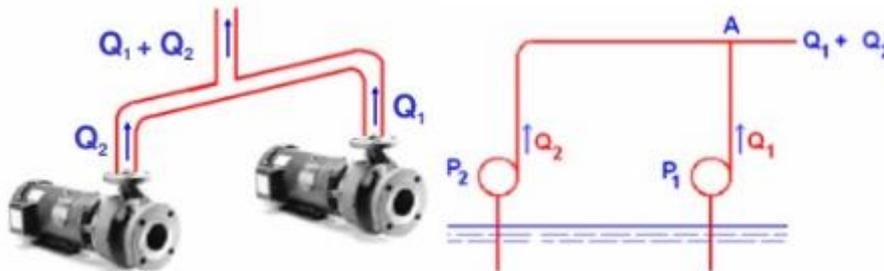


Figure VII.2 : Pompe en parallèle

VII.4-Refoulement tronçon sp-RV200 m³ :

Dans notre projet la station de pompage d'Ain Khelil doit refouler un débit de 78 m³/h soit un débit journalier de 1560m³ pendant 20h

On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Paramètres des pompes proposées

n	Q appelé (m ³ /h)	HMT appelé (m)	Type de pompe	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	P abs (kw)	NPSH r (m)
1	21,67	85,31	HVU50 /3A+40	63,6	2900	1	28,8	7.32
2	10,84	85,31	HUV35 /2A+20	71,9	2900	1	12,7	2.36
3	7,22	85,31	-	-	-	-	-	-
4	5,42	85,31	HUV18 /4A+10	65,7	2900	1	6,89	2,6
5	4,334	85,31	HMU40-1 / 4C	66,8	2900	4	5,76	2,16

A partir du tableau on déduit que la variante de 2 pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée

On opte pour un nombre de pompe de deux en plus d'une (01) pompe de secours. Ces trois (03) pompes sont identiques de type **HUV35 /2A+20**

VII.4.1-Description du produit :

HVU35 /2A+20 Pompe :

- ♣ Centrifuge monobloc de surface à axe vertical
- ♣ Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte
- ♣ Roues : en alliage de cuivre
- ♣ Diffuseurs : en fonte
- ♣ Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements de l'arbre moteur

- ♣ **Diamètre refoulement: DN50 (UNI PN40)**
- ♣ **Raccord d'aspiration: DN65 (UNI PN16)**

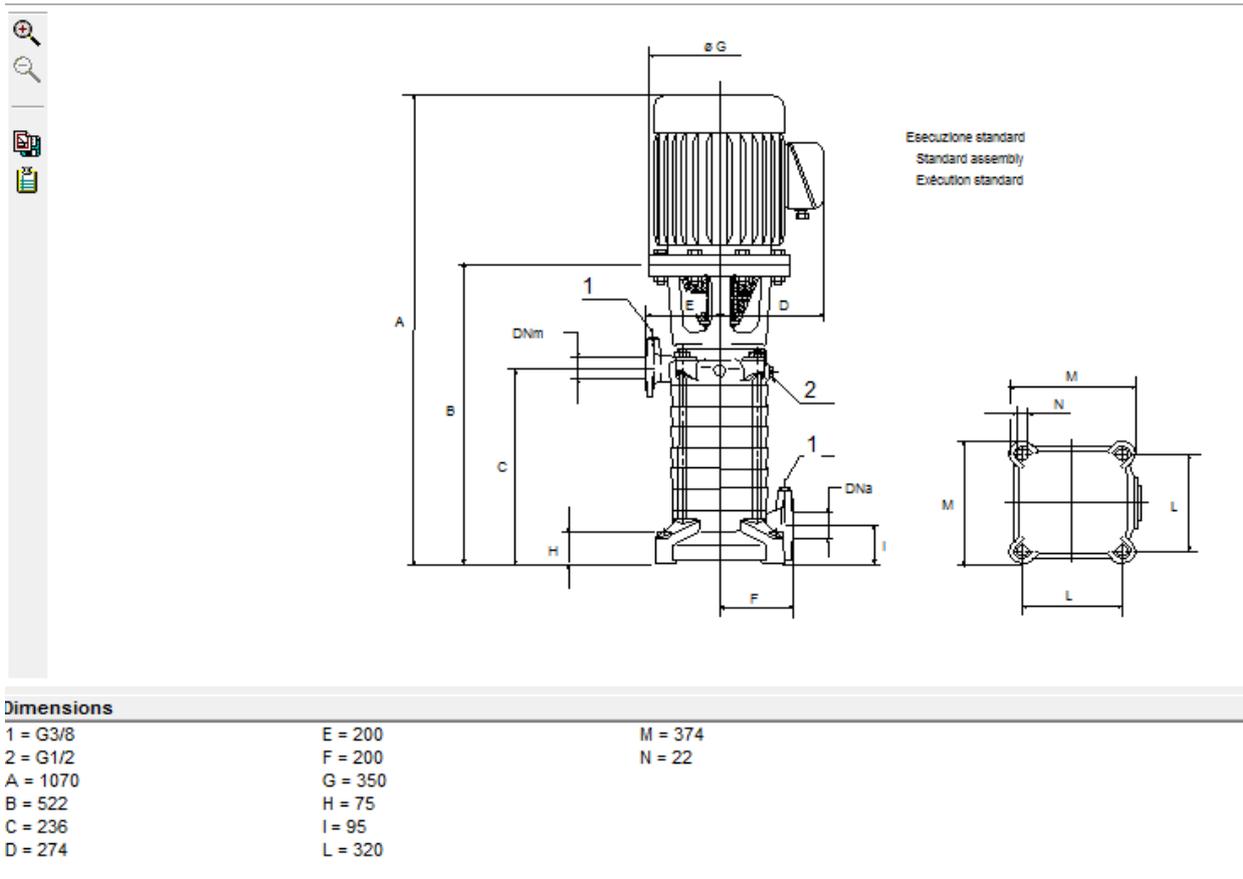


Figure VII.3 : schéma de la pompe choisie

VII.5 : Courbes caractéristiques des pompes :

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

$$[H-Q], [P_{abs} - Q], [\eta - Q], [(NPSH)r - Q]$$

Les courbes caractéristiques de la pompe **HVU35 /2A+20** sont représentées dans la figure suivante :

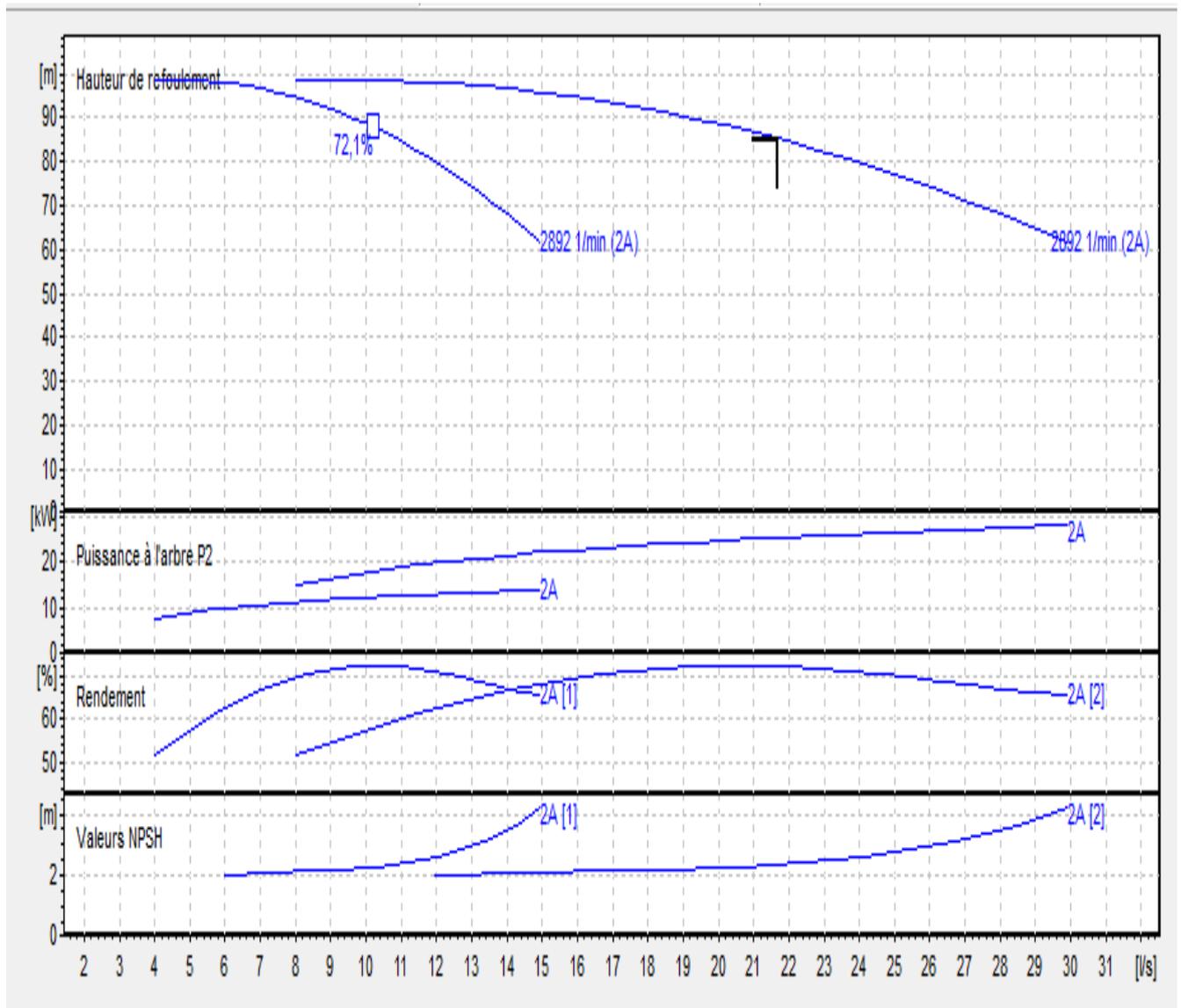


Figure VII.4 : les différentes courbes caractéristique de la pompe HVU35 /2A+20

VII.6-Courbe caractéristique d’une conduite de refoulement :

La caractéristique d’une conduite est la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge totale en fonction du débit.

Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2$$

Avec :

Q : Débit (m³/s) ;

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

R : Résistance de la conduite (s².m⁻⁵) elle est donnée par :

$$R = \frac{8 \times \lambda \times L}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge =0.0111

L : Longueur de la conduite(m) ;

g : Accélération de la pesanteur (9,81m2.s-1) ;

D : Diamètre de la conduite(m).

R= 9621,37

Tableau VII.2 : Courbe caractéristique conduite de refoulement et pompe

Q(m ³ /s)	2Q(m ³ /s)	Hg (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (m)	λ	H _c (m)	H _p (m)
0	0	80	1100	0.16	0.0111	80	99,1
0.001	0.002	80	1100	0.16	0.0111	80.04	99,1
0.002	0.004	80	1100	0.16	0.0111	80.15	99,1
0.004	0.008	80	1100	0.16	0.0111	80.62	99
0.005	0.01	80	1100	0.16	0.0111	80.96	99,1
0.007	0.014	80	1100	0.16	0.0111	81.89	97,2
0.01083	0.02167	80	1100	0.16	0.0111	84.52	85,7
0.012	0.024	80	1100	0.16	0.0111	85.54	80,2

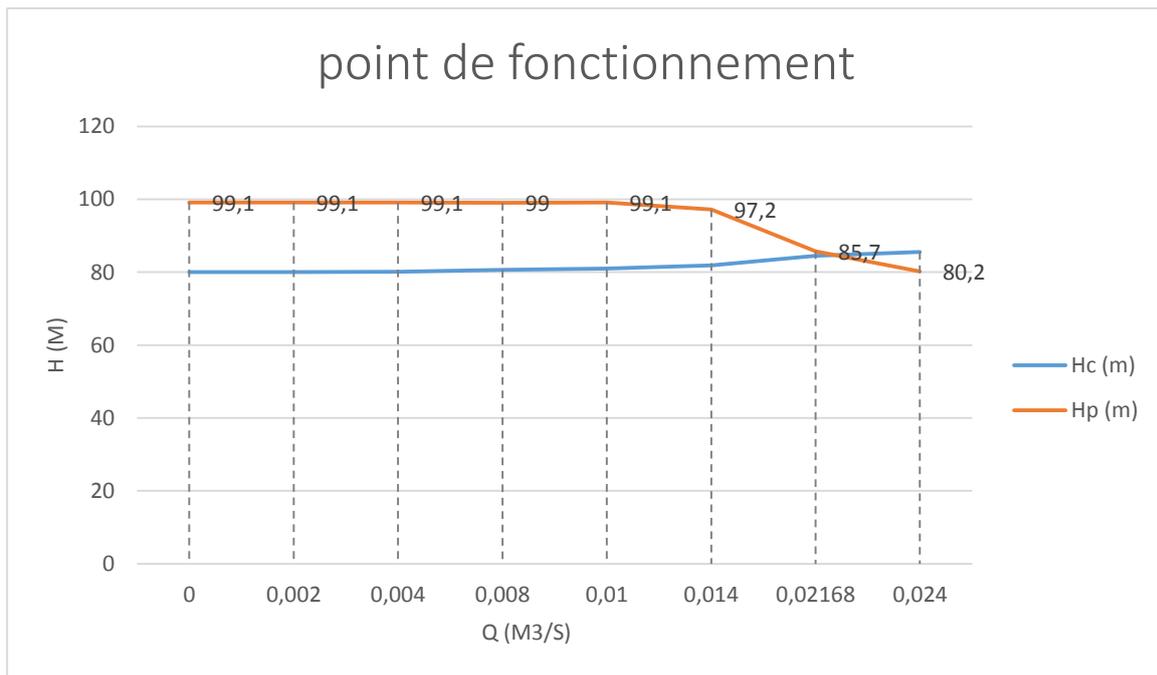


Figure VII.5 : pointe de fonctionnement de la pompe

VII.7-Point de fonctionnement des pompes :

Afin d’orienter notre choix, nous devons satisfaire les conditions mécaniques et hydrauliques, et tracer la courbe de la conduite de refoulement et celle de la pompe qui est proposée par le constructeur sur le catalogue.

L’intersection de la courbe caractéristique de la pompe (donnée par le constructeur) et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement nous donne le point de fonctionnement de la pompe PF, C’est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximal.

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

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

Dans notre cas on a :

- ♣ $Q_{appelé} = 0,02167 \text{ m}^3/\text{s} < Q_{pf} = 0,0222 \text{ m}^3/\text{s}$
- ♣ $H_{appelé} = 85,31 \text{ m} < H_{pf} = 85,5 \text{ m}$

VII.8-Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données :

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

A- Débit disponible > Débit appelé :

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

- ♣ **Réglage qualitatif** : c’est la réduction de la vitesse de rotation de la pompe si elle est variable c’est à dire qu’on a un moteur à vitesse variable.
- ♣ **Réglage quantitatif** : appelé aussi vannage, c’est la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement

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

$$\eta_{ap,v} = \eta_{av,v} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} = 71.74 \%$$

$$h_v = H_c - H_{app}$$

Avec :

$\eta_{ap,v}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;

$\eta_{av,v}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;

H_{app} : hauteur manométrique appelée (m) ;

h_v : différence entre la hauteur H' et la hauteur appelée

H_c : hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique De la pompe (H-Q) R (m).

- ♣ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle façon à refouler le débit appelé. en utilisant les lois de similitude, on obtient l'équation de la droite de rognage :

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

Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;

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

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

$$d = D \times \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} = 182.76 \text{ mm}$$

Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe ;

D : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;

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

- ♣ **Rendement de rognage** :

$$R = (1-m) \times 100 = 2.27 \% < 15\%$$

R : rendement de rognage (%) ;

m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q_{pf}}} = 0.987$$

Le rendement après le rognage $R=69.63\%$

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

- ♣ **Augmentation des pertes de charge dans les conduites de refoulement** :

En augmentant les singularités (des diffuseurs ou bien des rétrécissements brusques, les coudes..).

- ♣ **Diminution de temps de pompage** : dans le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir. Le nouveau temps de fonctionnement de la station est tel que :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} * t = 19.52 \text{ h}$$

t : temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
 t' : nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h);
 Q_{pf} : débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h).

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

Figure VII.3 : Calcul des prix d'énergie pour les différents modes de réglage

Mode de réglage	Rendement (%)	Puissance (KW)	Prix d'énergie (DA)
Par vannage	82.52	12.64	332179.2
Par diminution du temps de pompage	71.9	12.61	323437.421
Par rognage	69.63	26.04	342165.6

On opte pour le réglage par diminution du temps de pompage, car ce mode nous assure le rendement le plus élevé et la puissance absorbée la plus faible avec un prix d'énergie minimal.

B- Débit disponible < Débit appelé :

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

- ♣ **Qualitatif** : augmentation de la vitesse de rotation de la pompe.
- ♣ **Changement de type de pompe**:

VII.9-Etude de la cavitation :

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

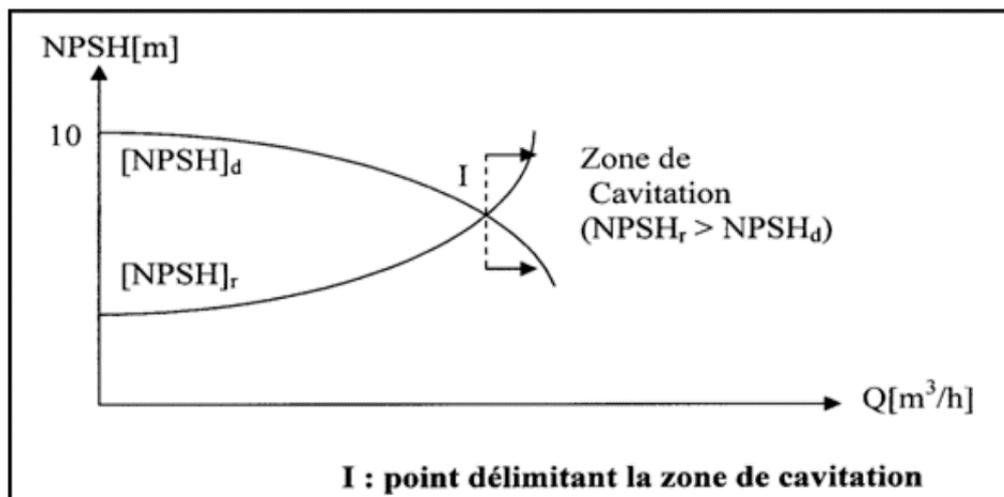


Figure VII.6 : Graphe des courbes NPSH

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

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

(NPSH)_r : Charge nette d’aspiration requise, elle est fournie par le constructeur ;
(NPSH)_d : Charge nette d’aspiration disponible, elle est fournie par l’installateur.

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

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

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

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d’aspiration.

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

$$NPSH_{disponible} = \frac{P_0}{\omega} - (H_{asp} + J_{asp} + H_v)$$

Avec :

P₀/ω : Pression en mètre colonne d’eau en plan d’aspiration(m).

H_{asp} : Hauteur d’aspiration(m).

j_{asp} : Perte de charge à l’aspiration(m).

H_v : Tension de vapeur d’eau(m).

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

Tableau VII.4 : Représentation de la tension de vapeur HV pour une température donnée

T°	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
H_v (m)	0,06	0,083	0,125	0,25	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

VII.9.1-Choix du nombre de collecteurs d’aspiration et leur dimensionnement :

- ♣ Le nombre des collecteurs d’aspirations = nombre des pompes ;
- ♣ La conduite d’aspiration doit être placée sur une butée ;
- ♣ La conduite d’aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de vortex, c’est pour cela qu’on doit impérativement avoir une vitesse d’aspiration admissible.
- ♣ La vitesse d’aspiration est calculée par la formule suivante :

$$V_{asp} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi * D_a^2}$$

$$D_a = (1,2-1,5) D_{Na} ;$$

D_{Na} : diamètre de la tubulure d'aspiration ;

♣ **Vérification de la vitesse**

Le diamètre du collecteur d'aspiration sera comme suit :

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{app}}{\pi \cdot V_c}}$$

Avec :

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

On prend $V_c = 1.5$ m/s.

VII.9.2-Calcul de la hauteur d'aspiration admissible :

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

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

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

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

P_{at} : Pression atmosphérique (mce)

$$P_{at} = 10 - 0.00139 * H$$

H : Altitude de la station en (mNGA) ;

T_v : Tension de vapeur d'eau ;

Δh_{asp} : Perte de charge totale à l'aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (10 - 15) \% * \Delta h_{asp}^{lin}$$

Δh_{asp}^{lin} : Perte de charge linéaire à l'aspiration (m), elle sera estimée pour la conduite d'aspiration, en utilisant la formule suivante

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

Avec :

L : Longueur de la conduite d'aspiration, $L = 4$ m ;

D : Diamètre de la conduite d'aspiration (m), $D_a = 75$ mm ;

Q : Débit refoulé (m^3/s).

VII.9.3-Calage de la pompe

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

Pour les installations en charge :

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

Avec :

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

r : marge de sécurité, $r = (0.1 - 0.3)$ m ;

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

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

C_p : côte de plan d'eau dans le réservoir (m.NGA) ;

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

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

♣ La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2.36$ m.

♣ La pression atmosphérique : $P_{atm} = 10.00 - 0.00139 * 142$

$$P_{atm} = 9.98 \text{ m}$$

♣ La tension de vapeur d'eau à une température $T = 20^\circ\text{C} \Rightarrow T_v = 0,24$ mce

♣ Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a > D_{Na}$

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

$$\text{Donc : } D_a = D_{Na} * 1.5 \Rightarrow D_a = 75 \text{ mm ;}$$

♣ La vitesse d'aspiration :

Pour $D_a = 75$ mm, la vitesse sera :

$$V_{asp} = \frac{4*Q}{\pi*D_a^2} = \frac{4*39}{\pi*0.075^2*3600}$$

$$V_{asp} = 2.45 \text{ m/s.}$$

♣ Diamètre du collecteur d'aspiration :

$$D_c = \sqrt{\frac{4*78}{\pi*1.5*3600}} \Rightarrow D_c = 140 \text{ mm}$$

$$\text{On pose } D_c = 0.14 \text{ m} \Rightarrow V_c = \frac{4*78}{\pi*0.14^2*3600} \Rightarrow V_c = 1.41 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est admissible, alors on prend $D_c = 140 \text{ mm}$.

- ♣ La perte de charge linéaire :

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0.15 \text{ m}$$

- ♣ La perte de charge totale à l'aspiration :

$$\Delta h_{asp} = 1.15 \times 0.15 = 0.18 \text{ m.}$$

- ♣ La hauteur d'aspiration admissible :

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

$$h_{adm}^{asp} = 2.36 + 0.3 - \frac{9.98}{1000 * 9.81} + \frac{0.24}{1000 * 9.81} + \frac{2.45^2}{2 * 9.81} + 0.18$$

$$h_{adm}^{asp} = 3.14 \text{ m.}$$

- ♣ Le niveau minimum du plan d'eau d'aspiration:

$$\nabla_{min} = 142 + 4.88$$

$$\nabla_{min} = 146.88 \text{ m}$$

- ♣ La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 144.04 \text{ m}$$

Donc la pompe doit être calée à une côte de 144.04 m pour éviter la cavitation.

-Pour éviter tous risques de la cavitation il faut :

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

$$(NPSH)_d = \frac{P_{atm}}{\rho * g} - \frac{P_v}{\rho * g} - (-h_a + \frac{V_a^2}{2 * g} + \Delta h_{asp})$$

$$(NPSH)_d = 2.66 \text{ m} > 2.36 \text{ m.}$$

Notre pompe est loin du risque de la cavitation

VII.10-Calcul des frais énergétiques annuels de pompage :

Les frais de pompage sont calculés par la formule suivante :

$$F_e = P \times T_p \times 365 \times e$$

Tableau VII.5 : Frais énergétiques annuels de pompage

Station	Direction	Puissance (KW)	Temps de pompage	Fe (DA)
Ain Khelil	Vers RV200 sidi Diouane	12,7*2	20h	333756

Conclusion :

Tout au long de ce chapitre, il a été présenté et discuté les principes fondamentaux pour une conception fiable de notre station de pompage et de la mise en place de 2 pompes principales plus (1) de secours ainsi que les composantes hydrauliques de base nécessaires à son exploitation.

Sur la base des données recueillies, un choix de groupe de pompes a été établi pour cette station de pompage assurant un fonctionnement optimal du transfert.

Le système hydraulique à l'état actuel cours un risque de dégradation ou de destruction, sa protection fait l'objet du prochain chapitre.

Chapitre VIII

Protection des conduites contre le coup de bélier

Introduction :

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

On entend aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné de variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

Dans notre étude, on est appelé à protéger les conduites de refoulement contre ce phénomène.

VIII.1-Causes du coup de bélier :

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

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

VIII.2-Risques dus aux coups de bélier :

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

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

VIII.2.1-Cas de la surpression :

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

VIII.2.2-Cas de dépression :

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

VIII.2.3-Fatigue de la canalisation :

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

VIII.3- Description des phénomènes physiques:

Lorsque survient l'arrêt brusque ou instantané quatre phases peuvent être envisagées :

- ♣ **PHASE 01 :** Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse ou célérité désignée par a .

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : L le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en dépression sur toute la longueur.

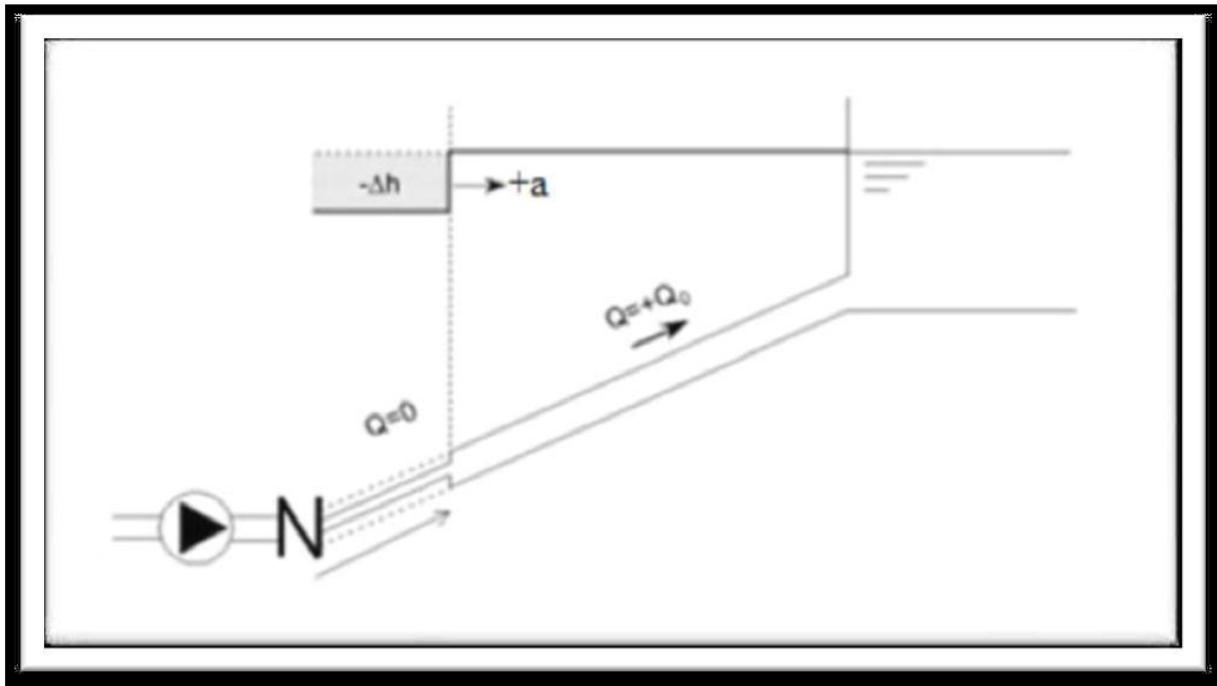


Figure VIII.1 :Première phase du phénomène transitoir

- ♣ **PHASE 02** : Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche, l'eau revient alors dans la conduite et au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entretemps s'est fermé

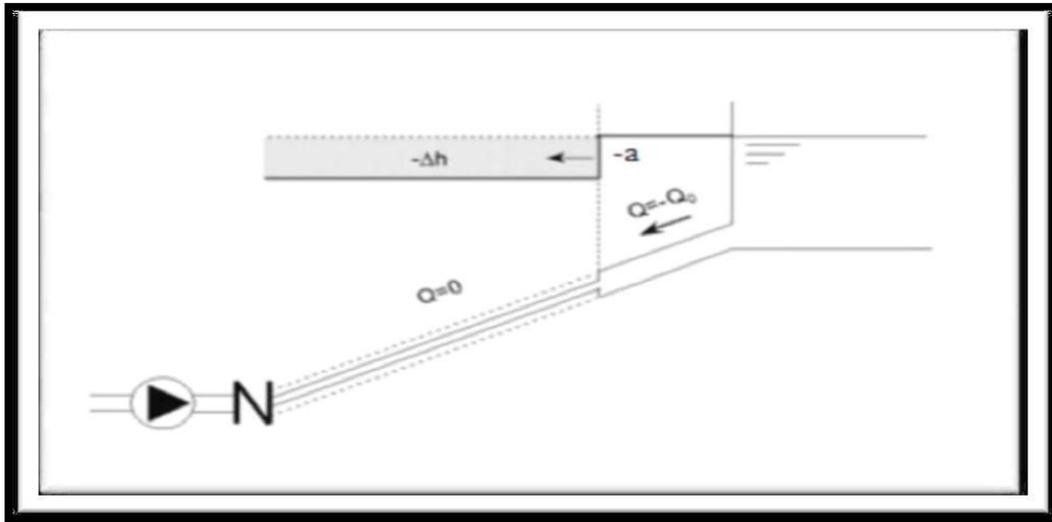


Figure VIII.2 : Phase 2 du phénomène transitoir

- ♣ **PHASE 03** : En raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite .Au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ C'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.

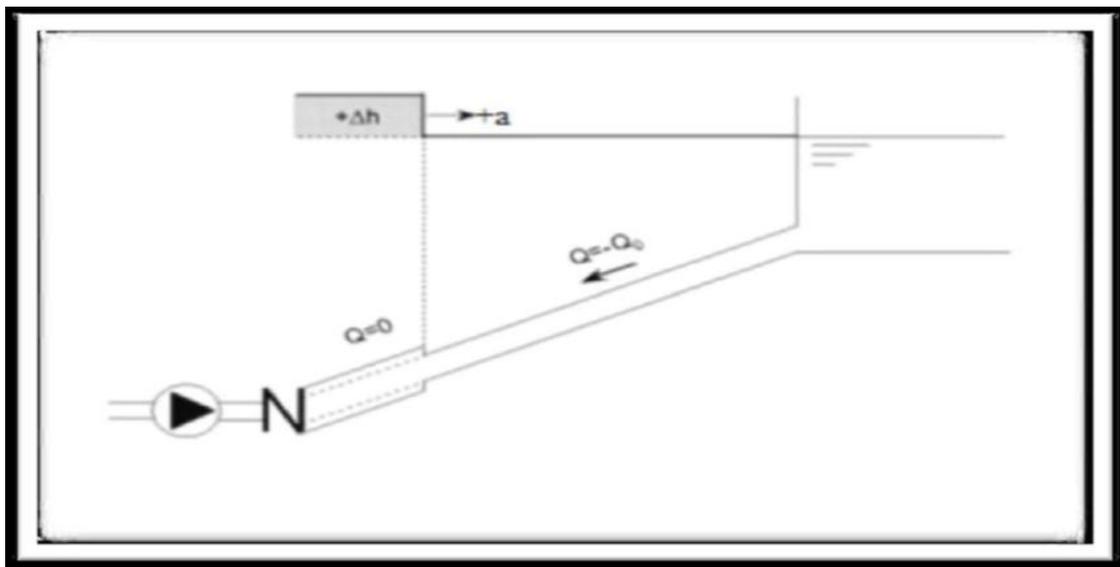


Figure VIII.3 : Phase 3 du phénomène transitoir

- ♣ **PHASE 04** : Grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif. Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe. La période du mouvement est donc $\frac{4L}{a}$

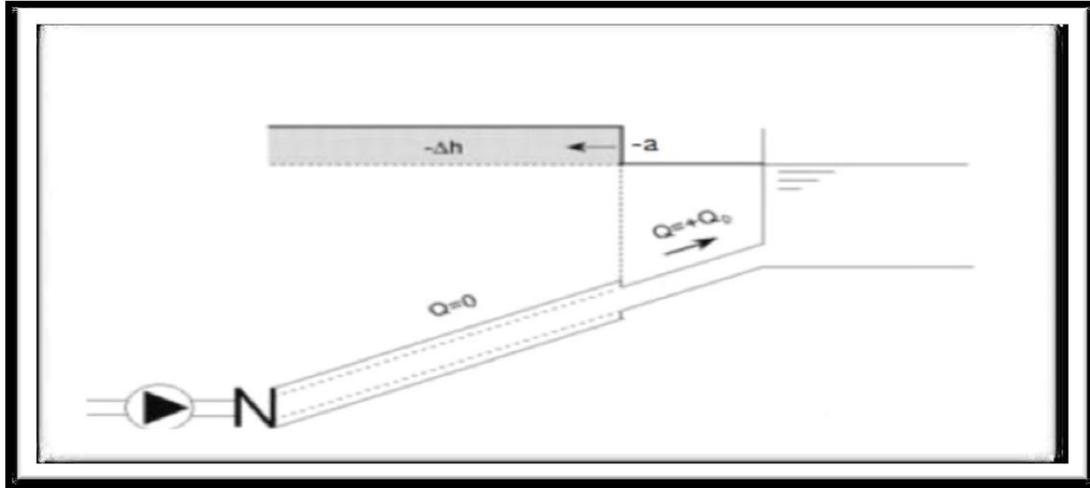


Figure VIII.4 : Phase 4 du phénomène transitoir

VIII.4-protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier :

La protection de la conduite gravitaire contre le coup de bélier est basée sur la fermeture de la dernière vanne sur cette conduite.

Les ondes de surpression et de dépression sont caractérisées par une vitesse de propagation donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \times \frac{D}{e}}}$$

Avec :

C : célérité d'onde (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (mm) ;

e : épaisseur de la conduite (mm) ;

k : Coefficient de compressibilité de l'eau ; $k = 2.109$ à 20° c .

VIII.5-Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

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

♣ Réservoirs d'air :

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

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

♣ Cheminée d'équilibre :

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

♣ Soupape de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement, qui, par sa compression, obture, en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite au point à protéger, c'est-à-dire où la surpression à craindre est maximale et libère, le cas échéant, le débit de retour de conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible. Il y a lieu de prévoir l'évacuation vers l'extérieur, de l'eau ainsi libérée.

♣ Volant d'inertie :

Calé sur l'arbre du groupe, il constitue un moyen assurant l'alimentation de veine liquide, malgré l'arrêt du moteur actionnant la pompe grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale. Le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Au démarrage, le groupe électropompe, avec le volant d'inertie, consomme plus d'énergie.

REMARQUE : Dans ce projet, il est proposé comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air.

VIII.6-Calcul des réservoirs d'air :

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

On distingue différentes méthodes de calcul:

♣ **Méthode de VIBERT**

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

♣ **Méthode de BERGERON**

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

♣ **Méthode de PEUCH et MEUNIER :**

L'étude comparative faite par MM. PEUCH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que tous les résultats sont compris dans une fourchette de 10%. Cette précision est suffisante pour faire un dimensionnement industriel et nous choisirons la méthode la plus simple à appliquer.

Remarque :

Vu ses avantages, la méthode de **VIBERT** est la méthode retenue dans le cas réel de notre projet.

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

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

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

E_m : module de Young du matériau de la conduite **E_m = 2*10¹¹** pour l'acier.

E_m = 3*10⁹ pour le PVC.

E_m = 1,035 *10⁹ pour le PEHD

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \times 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau. **ν_m=0,3 (acier),**

ν_m=0,46 (PVC)

ν_m=0,45 (PEHD)

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

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

VIII.6.1-La charge tenant compte du coup de bélier:

$$Z = H_g + \frac{C \times V_0}{g}$$

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).
 g : l'accélération de pesanteur.

VIII.6.2-La charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10$$

VIII.6.3-La charge maximale absolue:

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

D'où :

$$h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$$

de l'Abaque de Vibert $\frac{U_0}{LS}, \frac{Z_{min}}{Z_0}$ (annexe 5)

$$U_0 * Z_0 = U_{max} * Z_{min} \quad ; \quad U_{max} = \frac{U_0 * Z_{min}}{Z_0}$$

U_{max} : volume du réservoir d'air

VIII.6.4-Les données de base :

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

Tableau VIII.1 : Les caractéristiques de la conduite de refoulement

Station	MATERIAU	D (mm)	S (m ²)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SP AIN KHELIL	PEHD	160	0.020096	1.09	1100	80

VIII.6.5-Calcul de la célérité d'onde C :

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

Tableau VIII.2 : Calcul de célérité d'onde des différents tronçons de l'adduction de refoulement

station	K (pa)	ρ (Kg/m ³)	a (m)	v_m	v_s	Em (pa)	Es (pa)	e_m (m)	C (m/s)
SP Ain Khelil	$2.07 \cdot 10^9$	1000	0.0738	0.45	0.33	$1.035 \cdot 10^9$	$2 \cdot 10^8$	0.0146	494.768

VIII.6.6-Calcul des capacités du réservoir d'air :

Tableau VIII.3 : Calcul de volume des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement

station	Z ₀ (m)	Z _{max} (m)	V _{0m} /s	g (m/s ²)	h ₀	h ₀ /Z ₀	U ₀ /LS	Z _{min} /Z ₀	U ₀ (m ³)	U _{max} (m ³)	V _{norm} (l)
SP Ain Khelil	90	144.974	1.09	9.81	0.0605	0.00067 2	7.510^{-3}	0.65	165.79	255.065	300

VIII.6.7-Caractéristiques finales du réservoir d'air

D'après la figure ci-dessous les dimensions des réservoirs d'air sont représentées dans le tableau suivant:

Tableau VIII.4: Les dimensions des différents réservoirs d'air de l'adduction de refoulement:

station	V _{normalisé} (l)	D(mm)	A(mm)	B(mm)	E(mm)	F(mm)	G(mm)
SP AIN KHELIL	300	630	1457	215	54	50	560

Ces caractéristiques sont déterminées à partir de la *Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE* (voir annexe 5)

VIII.6.7-Installation du réservoir d'air :

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

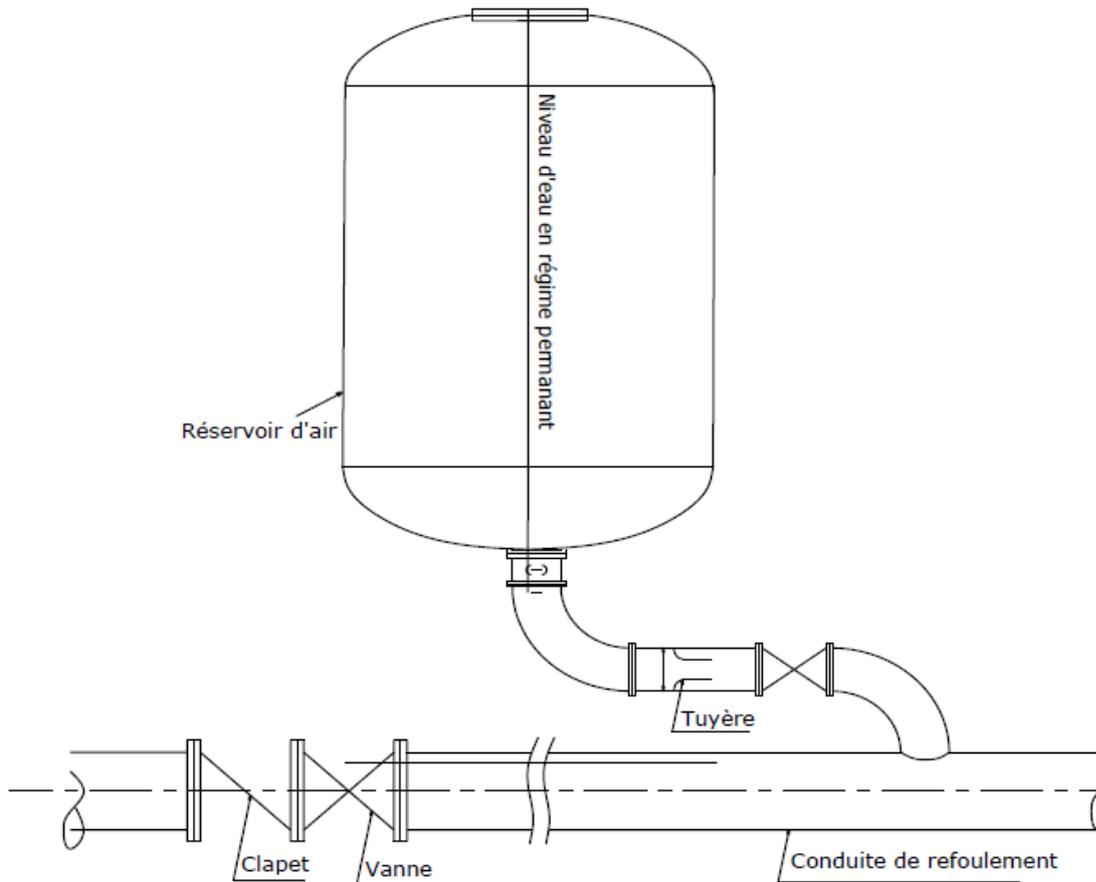


Figure VIII.5: Schéma d'installation et encombrement du réservoir d'air

Conclusion :

Afin de protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit l'installation, juste à la sortie de la station de pompage SP, d'un réservoir d'air avec les caractéristiques principales suivantes :

- ♣ Volume total : $U_T = 300$ litres
- ♣ Diamètre extérieur : $\text{ØD} = 630$ mm
- ♣ Diamètre intérieur : $\text{ØG} = 560$ mm
- ♣ Hauteur : $H = 1457$ mm

Chapitre IX

Organisation de chantier

Introduction :

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions pour l'A.E.P sont :

- ♣ Implantation des tracés des tranchées sur le terrain ;
- ♣ Nivellement de la plate-forme de pose ;
- ♣ Excavation des tranchées ;
- ♣ Pose des conduites ;
- ♣ Epreuve de joint et de canalisation ;
- ♣ Remblaiement des tranchées.

IX.1- 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 déterminée.

IX.2-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

IX.3-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 décapé donnée par la formule suivant :

$$V_{cv} = L. b. e$$

V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³)

L : longueur total des tranchées en (m),

b : largeur de la couche végétale en (m),

e : épaisseur de la couche en (m), $e = 10 \text{ cm}$

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



Figure IX.1: angledozer

IX.4-Excavation des tranchées :

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement 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.
- ♣ La largeur de la tranchée doit être tel qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.
- ♣ 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



Figure IX.2: 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) ;

IX.5-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 :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite elle est entre 80 et 120cm ;

$h = 1m$

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,2 m$;

Tableau IX.1 : Calcul de la profondeur de tranchée

Tronçon	H_{tr}	
RV200-1	$0.11+1+0.2=1.31$	1.5
1-2	$0.075+1+0.2=1.27$	1.5
2-3	$0.063+1+0.2=1.26$	1.5
3-4	$0.11+1+0.2=1.31$	1.5
4-5	$0.05+1+0.2=1.25$	1.5
5-1	$0.05+1+0.2=1.25$	1.5
5-7	$0.125+1+0.2=1.325$	1.5
4-8	$0.14+1+0.2=1.34$	1.5
3-9	$0.09+1+0.2=1.29$	1.5
9-10	$0.14+1+0.2=1.34$	1.5
8-10	$0.14+1+0.2=1.34$	1.5
8-7	$0.14+1+0.2=1.34$	1.5
7-6	$0.075+1+0.2=1.275$	1.5
7-12	$0.225+1+0.2=1.425$	1.5
10-11	$0.225+1+0.2=1.425$	1.5
11-12	$0.225+1+0.2=1.425$	1.5
12-13	$0.3+1+0.2=1.5$	1.5
RV625-11	$0.14+1+0.2=1.34$	1.5
RV3000-13	$0.3+1+0.2=1.5$	1.5
Sp-RV200	$0.2+1+0.2=1.4$	1.5

Il y'a plusieurs cas pour le talus des tranchées, on peut avoir des tranchées verticales et des tranchées à talus, comme on peut aussi rencontrer des cas où il faut encore approfondir la tranchée, ce qui nous oblige à faire des blindages pour éviter l'effondrement des fouilles de tranchée (pour une profondeur supérieure à 1.8m).

IX.6-LARGUEUR DE LA TRANCHEE :

La largeur de la tranchée 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.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

Avec :

b : largeur de la tranchée (m)

D : diamètre de la conduite (m)

Tableau IX.2 : Calcul de la largeur de tranchée

Tronçons	Diamètre (mm)	b (m)
RV200-1	110	0.11+0.6=0.71=1m
1-2	75	0.075+0.6=0.675=1m
2-3	63	0.063+0.6=0.663=1m
3-4	110	0.11+0.6=0.71=1m
4-5	50	0.05+0.6=0.65=1m
5-1	50	0.05+0.6=0.65=1m
5-7	125	0.125+0.6=0.7125=1m
4-8	140	0.14+0.6=0.74=1m
3-9	90	0.09+0.6=0.69=1m
9-10	140	0.14+0.6=0.74=1m
8-10	140	0.14+0.6=0.74=1m
8-7	140	0.14+0.6=0.74=1m
7-6	75	0.075+0.6=0.675=1m
7-12	225	0.225+0.6=0.825=1m
10-11	225	0.225+0.6=0.825=1m
11-12	225	0.225+0.6=0.825=1m
12-13	300	0.3+0.6=0.9=1m
RV625-11	140	0.14+0.6=0.74=1m
RV3000-13	300	0.3+0.6=0.9=1m
SP-RV200	200	0.14+0.6=0.74=1m

IX.7- Choix du coefficient de 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.

Tableau IX.3 : Choix du coefficient du talus

sols	Profondeur de la tranchée	
	Jusqu'à 1.5m	Jusqu'à 3m
sable	m=0.5	m=1
Limon sableux	m=0.25	m=0.67
Limon argileux	m=0	m=0.5

*Dans ce cas, le sol est limoneux argileux.

IX.8-Section de la tranchée :

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

$$S_{tr} = H_{tr} * b + m * H_{tr}^2$$

Avec :

H_{tr} : profondeur totale de la tranchée (m).

b : largeur du fond de la tranchée (m).

m : coefficient du talus. Dans notre cas m=0 (H_{tr} =1.5)

Tableau IX.4 : Calcul de la section de la tranchée

Tronçon	H _{tr} (m)	B (m)	S _{tr} (m ²)
RV200-1	1.5	1	1.5
1-2	1.5	1	1.5
2-3	1.5	1	1.5
3-4	1.5	1	1.5
4-5	1.5	1	1.5
5-1	1.5	1	1.5
5-7	1.5	1	1.5
4-8	1.5	1	1.5
3-9	1.5	1	1.5
9-10	1.5	1	1.5
8-10	1.5	1	1.5
8-7	1.5	1	1.5
7-6	1.5	1	1.5
7-12	1.5	1	1.5
10-11	1.5	1	1.5
11-12	1.5	1	1.5
12-13	1.5	1	1.5
RV625-11	1.5	1	1.5
RV3000-13	1.5	1	1.5
SP-RV200	1.5	1	1.5

IX.9-Volumes d'excavation :

Les volumes d'excavation sont déterminés par la formule suivante :

$$V_D = S_{tr} \cdot L = (b \cdot H_{tr}) \cdot L$$

Avec:

V_D : Volume du déblai (m³).

S_{tr} : Section de la tranchée (m²).

L : Longueur de la tranchée (m).

Le tableau suivant montre les valeurs des volumes des déblais pour chaque tronçon:

Tableau IX.5 : Calcul du volume d'excavation

Tronçon	L (m)	B (m)	S_{tr} (m²)	V_{deblais} (m³)	V_{décapage} (m³)
RV200-1	104,8	1	1.5	157,2	10,48
1-2	252,1	1	1.5	378,15	25,21
2-3	547,53	1	1.5	821,295	54,753
3-4	102,26	1	1.5	153,39	10,226
4-5	277,61	1	1.5	416,415	27,761
5-1	705,53	1	1.5	1058,295	70,553
5-7	555,23	1	1.5	832,845	55,523
4-8	539,96	1	1.5	809,94	53,996
3-9	665,58	1	1.5	998,37	66,558
9-10	726,63	1	1.5	1089,945	72,663
8-10	310,52	1	1.5	465,78	31,052
8-7	208,74	1	1.5	313,11	20,874
7-6	293,46	1	1.5	440,19	29,346
7-12	731,38	1	1.5	1097,07	73,138
10-11	428,21	1	1.5	642,315	42,821
11-12	242,34	1	1.5	363,51	24,234
12-13	732,81	1	1.5	1099,215	73,281
RV625-11	262,55	1	1.5	393,825	26,255
RV3000-13	243,06	1	1.5	364,59	24,306
SP-RV200	1100	1	1.5	1650	165
Total (m³)				13545,45	958,03
				14503,48	

IX.10-La capacité du godet :

La capacité du godet d'une pelle est déterminée à partir du volume de terrassement, le tableau suivant donne les volumes des godets en fonction des volumes de terrassement

Tableau IX.6 : Capacité du godet

Volume de terrassement (m3)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Le volume de terrassement est supérieur à 10000 m³, le godet aura un volume de 0.57m³

IX.11-Rendement de la pelle choisie :

Le rendement de notre pelle est donné par la formule suivante :

$$R_p = \frac{3600 * q * K_R * K_t}{T_c * K_f} \text{ (m3/h)}$$

Avec :

q : capacité du godet 0.57 m³.

K_R : coefficient de remplissage du godet, K_R = 0,8 -0,9

On prend **K_R = 0,8**.

K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur : varie entre (0,7- 0,9),

On prend **K_t = 0,7**.

K_f : coefficient de foisonnement du sol **K_f = 1,2**.

T_c : Durée d'un cycle de remplissage du godet T_c= (15-30) s,

On prend **T_c = 15 s**.

AN :

$$R_p = 63,84 \text{ m3/h}$$

Si le travail de l'engin est estimé à 8 heures par jour, son rendement sera de **510,72 m3/j**

IX.12-Calcul des volumes des remblais :

Le volume des remblais est calculé par la relation suivante :

$$V_R = S_R * L$$

Avec :

$$S_R = S_D - S_C - S_{Is}$$

Avec :

S_D : Surface du déblai (m²).

S_C : Section de la conduite (m²).

S_{ls} : Section du lit de sable (m²).

Tableau IX.7 : Calcul du volume de remblais

tronçon	Diamètre(m)	L (m)	SD (m2)	Sc (m2)	Sls (m2)	Sr (m2)	Vr (m3)
RV200-1	0.110	104,8	1.5	0.009	0.2	1.291	135.2968
1-2	0.075	252,1	1.5	0.004	0.2	1.296	326.72
2-3	0.063	547,53	1.5	0.003	0.2	1.297	710.1464
3-4	0.110	102,26	1.5	0.009	0.2	1.291	132.0177
4-5	0.050	277,61	1.5	0.0019	0.2	1.298	360.3378
5-1	0.050	705,53	1.5	0.0019	0.2	1.298	360,3378
5-7	0.125	555,23	1.5	0.012	0.2	1.288	715.1362
4-8	0.140	539,96	1.5	0.015	0.2	1.285	693,8486
3-9	0.090	665,58	1.5	0.0019	0.2	1.298	863,9228
9-10	0.140	726,63	1.5	0.015	0.2	1.285	693,8486
8-10	0.140	310,52	1.5	0.015	0.2	1.285	693,8486
8-7	0.140	208,74	1.5	0.015	0.2	1.285	693,8486
7-6	0.075	293,46	1.5	0.004	0.2	1.2961	326.72
7-12	0.225	731,38	1.5	0.0397	0.2	1.2603	921.7582
10-11	0.225	428,21	1.5	0.0397	0.2	1.2603	921.7582
11-12	0.225	242,34	1.5	0.0397	0.2	1.2603	921.7582
12-13	0.300	732,81	1.5	0.07	0.2	1.23	901.3563
RV625-11	0.140	262,55	1.5	0.015	0.2	1.285	693,8486
RV3000-13	0.300	243,06	1.5	0.07	0.2	1.23	901.3563
SP-RV200	0.200	1100	1.5	0.0314	0.2	1.2686	1395.46
TOTAL (m3)							13363,3257

IX.13-Durée d’excavation :

En connaissant le volume des terres à excaver et le rendement de l’engin choisi, le temps d’excavation est donné par la relation suivante :

$$T = \frac{V}{Rp} \text{ jours}$$

Avec :

V : volume du sol à excaver.

RP : rendement journalier de l’engin

$$T = \frac{14503,48}{510,72} = 29 \text{ jours}$$

IX.14-Le compactage :

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultante de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération, on utilise un compacteur à rouleau lisse.



Figure IX.3 : compacteur à rouleau lisse

IX.15-Planning d'exécution des travaux :

Un projet comporte un nombre de tâches plus ou moins grand à réaliser dans les délais impartis et selon un agencement bien déterminé.

Le diagramme de GANTT est un planning présentant une liste de tâches en colonne et en abscisse l'échelle de temps retenue.

La mise en œuvre de techniques de planification nécessite que :

- ♣ Les tâches soient identifiées.
- ♣ Les tâches soient quantifiées en termes de délais, de charges ou de ressources.
- ♣ La logique de l'ensemble des tâches ait été analysée.

On peut aussi suivre les étapes suivantes :

- ♣ La collecte des informations.
- ♣ La décomposition du projet.
- ♣ La définition des relations entre les tâches.
- ♣ Attribution des durées.
- ♣ Construction du diagramme.

IX.16-Planification des travaux

La réalisation du projet peut être composée des tâches suivantes :

- A. Décapage de la couche de terre végétale.
- B. Piquetage
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les vannes.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Mise en place des canalisations en tranchée.
- F. Assemblage des tuyaux.
- G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- H. Remblai des tranchées.
- I. Travaux de finition.

Tableau IX.8 : Détermination des délais de réalisation.

Opération	Tr (jour)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	45	0	45	0	45	0
B	20	45	65	45	65	0
C	50	65	115	65	115	0
D	30	115	145	135	165	20
E	50	115	165	115	165	0
F	20	115	135	145	165	30
G	15	115	130	150	165	35
H	15	165	180	165	180	0
I	35	180	215	180	215	0

- ♣ TR : temps de réalisation.
- ♣ MT : marge totale.
- ♣ DCP : date de commencement au plutôt.
- ♣ DFP : date de finition au plutôt.
- ♣ DCPP : date de commencement au plus tard.
- ♣ DFPP : date de finition au plus tard.

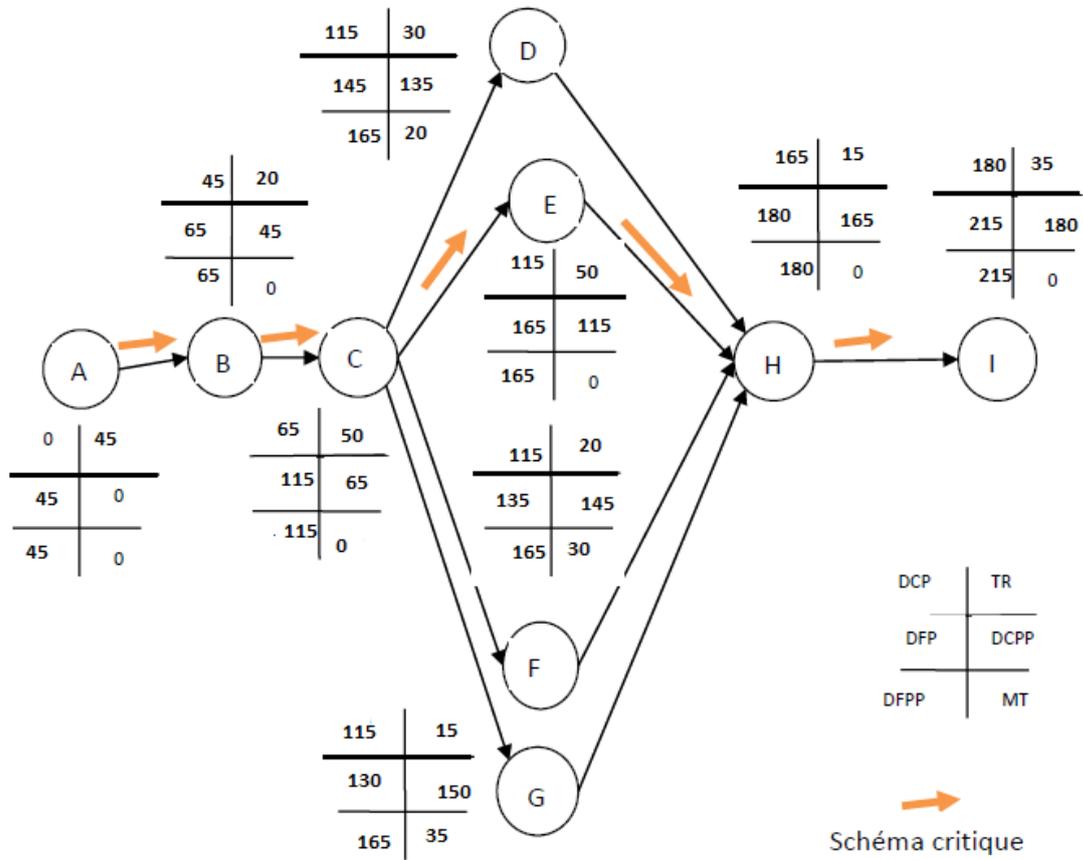


Figure IX.4 : Réseau à nœuds.

Le planning de ces opérations a été organisé comme suit selon le diagramme de GANTT :

Tableau IX.9 : Planning des travaux (Diagramme de GANTT).

Opération	jours								Observations
	0	50	100	150	200	250	300	350	
Décapage de la couche de terre végétale		45							
Piquetage		20							
Exécution des tranchées			50						
Aménagement du lit de pose					30				
La mise en place des conduites					50				
Assemblage des tuyaux					20				
Les essais d'étanchéité					15				
Remblaiement des tranchées						15			
Travaux de finition							35		

Le chemin critique est A-B-C-E-H-I : $\Sigma TR=215$ jours

Remarque :

La durée totale du projet est de 215 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

IX.17-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.

IX.18-Devis estimatif d'établissement du projet :

Tableau IX.10 : Devis estimatif de la réalisation de l'adduction et de la station de pompage

désignation	Unité	quantité	Prix unitaire da	Montant (DA)
1-Terrassement				
décapage	m ³	958 ,03	300	287409
déblais	m ³	13545,45	300	4063635
Pose du lit de sable	m ³	1806,06	1200	2167272
Remblais des tranchées avec du tout-venant	m ³	13363,33	300	4008999
Evaluation des déblais excédentaires	m ³	182,12	200	36424
2-transport et pose canalisation				
2 Conduite DN50 PEHD	ml	983,14	127,11	124966,93
2 Conduite DN75 PEHD	ml	545,56	280,44	152996,85
Conduite DN63 PEHD	ml	547,53	200,83	109960,45
Conduite DN90 PEHD	ml	665,58	408,50	271889,43
2 Conduite DN110 PEHD	ml	207,06	606,10	12158,37
Conduite DN125 PEHD	ml	555,23	784,70	435688,98
5 Conduite DN140 PEHD	ml	2048,4	998,04	2044385,14
3 Conduite DN225 PEHD	ml	1401,93	2565,00	3595950,45
2 Conduite DN300 PEHD	ml	975,87	4940,00	4820797,8
Conduite DN200 PEHD	ml	1100	2014,00	2215400
3-station de pompage				
équipement	-	-	-	500000
Génie civile	-	-	-	3500000

IX.19-Devis global :

Le Devis global est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau IX.11 : Devis global.

Nature des charges	Montant (DA)
terrassment	10563739
Transporte et pose canalisation	89534923,4
Station de pompage	4000000
Total HT	104098662
TVA (19%)	19778745,8
Total TTC	123877408

Conclusion :

L'organisation d'un chantier repose essentiellement sur plusieurs Critères, à savoir :

- ♣ Qualification du personnel assurant des tâches spécialisées.
- ♣ Compétence du staff technique dirigeant.
- ♣ Permanence et suivi des travaux à réaliser.
- ♣ Respect des normes techniques.
- ♣ Financement à payer à terme pour entrepreneur des travaux qui la déjà réalisés.
- ♣ Matériel de réalisation adéquat.

Aussi, pour une réussite totale du projet, l'organisation du chantier ne doit subir aucune défaillance à la fois technique ou humaine.

Chapitre X

Protection et sécurité de travail

Introduction :

Les accidents du travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance, sur le plan financier, sur le plan de la production, sur le plan humain surtout.

L'objectif sera donc de diminuer la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise. Il existe pour cela un certain nombre de dispositifs, de consignes, de règlement dit de «sécurité ».

Il n'est nul doute que l'une des conditions du développement est la protection du travailleur. La qualité de son travail et son rendement requièrent une sécurité maximale. Si l'on ne peut, au stade actuel du développement de l'Algérie, assurer un niveau de vie optimum à tous les citoyens, on peut, par contre essayer de prodiguer à tous ses aspects (sociaux, culturels, économiques et physiques).

Nul ne peut nier l'importance des problèmes soulevés. Toutefois il semble que les approches développées sur les risques professionnels ne font pas suffisamment ressortir la liaison avec les conditions de travail. Or ce sont bien, celles-ci qui déterminent dans une très large mesure, la situation du travailleur et les contraintes auxquelles il est assujéti pour assurer sa tâche. L'homme est soumis à des rythmes biologiques, il varie continuellement. Son travail varie aussi en fonction de ces rythmes, de ces caractéristiques psychophysiologiques et de son environnement.

Lorsqu'on évoque les accidents du travail, on a souvent plus ou moins tendance à penser qu'une seule cause serait à l'origine de la situation. S'agissant de l'accident de travail, on peut l'attribuer soit à la machine, soit à l'homme. Dans l'autre cas, on tente de faire ressortir la part de l'homme et la part de la machine. Ainsi les préoccupations concernant les risques professionnels, ne doivent pas être séparées de l'analyse du travail et les conditions dans lesquelles le travailleur est amené à exécuter son travail. L'analyse des causes d'accident n'a intérêt que si elle met celle-ci en relation avec le travail des opérateurs et on prend place dans un diagnostic général de la situation de travail et de ses effets sur la charge de travail, les risques pour la santé et la sécurité.

X.1-Causes des accidents :

L'accident du travail n'est jamais le fait d'un hasard ou de la fatalité. Les causes sont la somme des différents éléments classés en deux catégories :

♣ Facteur matériel et facteur humain :

Le facteur matériel concerne les conditions dangereuses susceptibles d'évoluer au cours du travail.

Les causes d'accident d'origine matérielle proviennent soit :

- ♣ De la profession en général et du poste de travail en particulier ;
- ♣ De la nature de la forme des matériaux mis en œuvre ;
- ♣ Des outils et machines utilisés, implantation, entretien ;
- ♣ De l'exécution du travail, difficultés particulières ;
- ♣ Du lieu de travail, éclairage, conditions climatiques ;
- ♣ Des conditions d'hygiène et de sécurité, ventilation, protection etc...

Par opposition aux conditions dangereuses techniquement et pratiquement décevables, les actions dangereuses dans le travail sont imputables au facteur humain et nécessitant parfois l'intervention de psychologues avertis.

Certaines actions dangereuses sont des réactions psychiques difficilement prévisibles, car chaque être humain est un cas particulier qui réagit différemment, selon les circonstances.

X.2-Actions et conditions dangereuses :

- ♣ Intervenir sans précaution sur les machines en mouvement ;
Ex : Graisser un engin en marche.
- ♣ Imprudence durant les opérations de stockage et manutention ;
Ex : Passer sous une charge suspendue (lors de la pose des tubes) dans la tranchée.
- ♣ Intervenir sans précaution sur des installations sous tension, sous pression ;
Ex : ramasser un outil à proximité d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage) ;
- ♣ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle ;
Ex : ne pas porter un masque et une paire de gants lors du soudage des conduites ;
- ♣ Adopter une position peu sûre ;
Ex : transport du personnel sur la plate –forme d'un camion chargé de gros matériel ;
- ♣ Suivre un rythme de travail inadapté ;
Ex : cadence de travail trop rapide ;
- ♣ Outillage, engin, équipement en mauvais état ;
Ex : échelle dont les barreaux cassés ont été remplacés par des planches clouées ;
- ♣ Défaut dans la conception, dans la construction ;
Ex : installation électrique en fil souple ;
- ♣ Eclairage défectueux
Ex : éclairage individuel du poste de travail sans éclairage (travaux sur chantier) ;
- ♣ Conditions climatiques défavorables.

X.3-Organisation de la prévention des accidents du travail :

- L'organisation de la prévention se présente à travers les activités professionnelles du pays comme une immense chaîne de solidarité, composée de multiples maillons, correspondant chacun aux différents services ou personnes intéressées figurés dans l'organigramme ci-après :

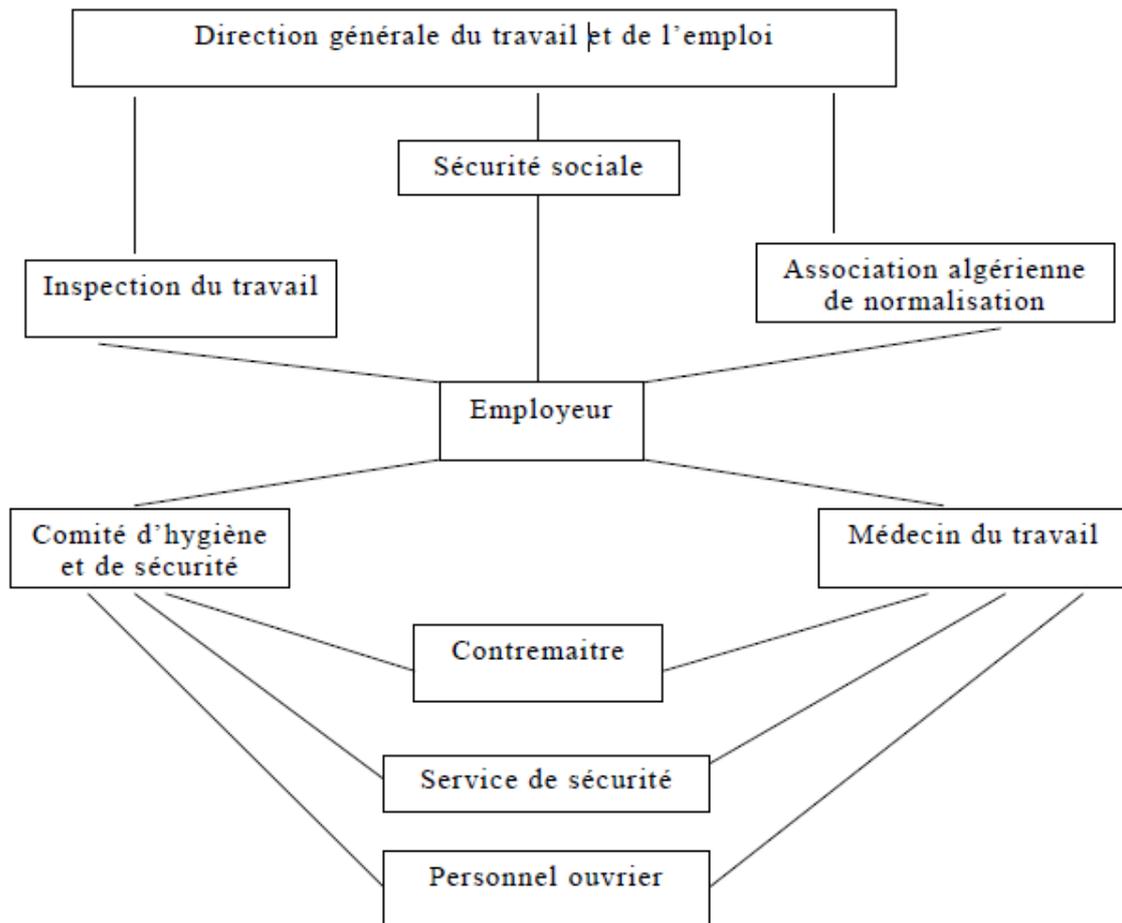


Figure X.1 : organigramme de la prévention

*le contremaître constitue le maillon essentiel de la chaîne de prévention des accidents du travail. Vu sous l'angle de la protection du personnel, le rôle du contremaître revêt trois aspects important, pédagogique, de surveillance, de suggestion.

Parmi les principales fonctions du service de protection :

- ♣ Etudes, participation au comité d'hygiène et de sécurité ;
- ♣ Exécution, mesures légales d'hygiène et de sécurité (code de travail, réalisations pratiques des suggestions et des études).
- ♣ Les mesures de prévention collective sont la suite logique de l'étude de sécurité. Les mesures de prévention collectives peuvent être classées en deux catégories distinctes :
- ♣ Respect de la réglementation, la législation, les contrôles techniques ;
- ♣ Les moyens techniques (protection des éléments de machines et mécanismes en mouvement) ;

Devant les dangers constatés dans l'exercice de certaines professions ou dans l'emploi de nouveaux produits, la législation a de plus en plus tendance à compléter la prévention collective par des moyens de protection individuelle.

- ♣ La protection des membres supérieurs est assurée par le port de gants, moufles, maniques, épaulières, doigtiers ;
- ♣ Protection des membres inférieurs ;
- ♣ Protection des yeux ;
- ♣ Protection du tronc ;
- ♣ Protection de la tête ;
- ♣ Protection des voies respiratoires.

L'équipement de protection est nécessaire lorsque les risques auxquels est exposé le personnel n'ont pu être éliminés ou supprimés à la source.

Cet équipement doit remplir les conditions suivantes :

- ♣ Correspondre au danger considéré ;
- ♣ Etre pratique et confortable ;
- ♣ Etre solide ;
- ♣ Etre d'un entretien facile.

Conclusion

- La prévention devrait tendre à ne plus être conçue comme un correctif et s'appuyer uniquement sur des critères défensifs. Avec les avancées du progrès technique et scientifique, on doit pouvoir en saisir les acquis pour renverser la tendance, c'est à dire faire de la prévention une action offensive pour qu'il n'y ait plus de risques.

- A cet effet, il convient d'accorder d'avantage d'intérêt aux aspects éducationnels de l'homme au travail afin de lui permettre une grande maîtrise de l'outil de production et une plus grande adaptation à son environnement.

CONCLUSION GENERALE

Les ressources mobilisables de la ville de Menaceur restent inférieurs à la demande, les citoyens souffrent toujours du déficit d'eau surtout en période sèche qui est aussi dû à la mauvaise gestion. A cela s'ajoute la dégradation du réseau de distribution due à sa vieillesse et des piquages illégaux par les agriculteurs.

Pour lutter contre ce problème il a été prévu l'alimentation de notre agglomération à partir de nouvelles ressources ainsi qu'un nouveau réseau de distribution de type mixte en optant le même matériau pour toutes les conduites (PEHD).

Ce réseau peut répondre aux besoins de la population, au moins jusqu'à l'année 2042

Concernant le système d'adduction, nous avons prévu une nouvelle conduite en PEHD pour assurer le transfert des quantités d'eau produite par les forages et qui sera protégé contre le phénomène du régime transitoire par la mise en place d'un réservoir anti bélier à la sortie de la station de pompage afin de garantir la sécurité et la longévité de vie du système hydraulique projeté .

Les trois réservoirs alimentant notre agglomération sont en bon état du côté génie civil et peuvent servir aux besoins de la population jusqu'à l'an 2042 ou plus l'entretien régulier est nécessaire.

Dans l'optique de voir réussir le projet, un contrôle régulier servirait comme guide bénéfique afin de promouvoir le secteur hydraulique dans la zone en question.

Les ressources mobilisables de la ville de Menaceur restent inférieures à la demande, les citoyens souffrent toujours du déficit d'eau surtout en période sèche qui est aussi dû à la mauvaise gestion. A cela s'ajoute la dégradation du réseau de distribution due à sa vieillesse et des piquages illégaux par les agriculteurs.

Pour lutter contre ce problème il a été prévu l'alimentation de notre agglomération à partir de nouvelles ressources ainsi qu'un nouveau réseau de distribution de type mixte en optant le même matériau pour toutes les conduites (PEHD).

Ce réseau peut répondre aux besoins de la population, au moins jusqu'à l'année 2042

Concernant le système d'adduction, nous avons prévu une nouvelle conduite en PEHD pour assurer le transfert des quantités d'eau produite par les forages et qui sera protégé contre le phénomène du régime transitoire par la mise en place d'un réservoir anti bélier à la sortie de la station de pompage afin de garantir la sécurité et la longévité de vie du système hydraulique projeté .

Les trois réservoirs alimentant notre agglomération sont en bon état du côté génie civil et peuvent servir aux besoins de la population jusqu'à l'an 2042 ou plus l'entretien régulier est nécessaire.

Dans l'optique de voir réussir le projet, un contrôle régulier servirait comme guide bénéfique afin de promouvoir le secteur hydraulique dans la zone en question.

Références bibliographiques :

- [1] : A. DUPONT « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris
- [2] : Cours d'Alimentation en Eau Potable», cinquième B.SALAH année2010.2011
- [3] : ETUDE DE L'ADDUCTION EN EAU POTABLE DUCHAMP DE CAPTAGE DE ZOUIA VERS LEGROUPEMENT URBAIN DETLEMCEN
- [4] : Mémoires de fin d'étude Etude De Transfert Des Eaux Du Champ De Captage De Chebli Vers Boufarik
- [5] : Cours pompe et station de pompage 2eme ,3eme.
- [6] : Cours organisation de chantier
- [7] : Rapport (SEAAL), 2017. (Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger),284+71p

REFERENCES ELECTRONIQUES

- ✓ <http://decoupageadministratifalgerie.blogspot.com/2014/10/cartegeographiqueTIPAZA.html>
- ✓ Googleearth.com