

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la zone industrielle Bourdjia (w. Mostaganem) ..

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0014-21

APA Citation (توثيق APA):

Mestour, Imen (2021). Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la zone industrielle Bourdjia (w. Mostaganem).[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

Remerciement

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

J'adresser mes remerciements, et à exprimer mes reconnaissances à Ma promotrice Madame Sadoune Samra ,aussi M Kadi Latifa

*Les membres de jury d'avoir accepté d'examiner ce travail.
Les enseignants du département d'hydraulique qui ont donné de leur savoir.*

L'ensemble du personnel de DRE de MOSTAGANEM qui on mit à notre disposition tous les documents

Enfin, je remercie très chaleureusement toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail sans oublier ma chère famille.

Nous n'oublions pas le personnel administratif de l'ENSH et de la bibliothèque, et des périodiques pour leur collaboration et leur aide.

IMEN MESTOUR

Dédicace

Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère : Djamila.

Mon père : Said.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

Je le dédie également à :

Mon grand-père.

Ma grand-mère.

Mes amis : mohamed et waheb

Mes frères : Mohammed, Ayman et Oussama.

Mon amie et Ma chère soeur : Fadhila.

Mon mari : Riadh.

Toute ma famille, mes amis sans exception et tous ceux qui me sont chers.

La promo hydraulique 2021

Toute personne qui a aidé de près ou de loin de se modeste travail.

IMEN MESTOUR

الملخص :

قمنا بدراسة فنية كاملة لمشروع إمدادات مياه الشرب إلى المنطقة الصناعية البرجية بولاية مستغانم من خلال أنبوب الإمداد MAO، بعد تقديم موقع المشروع، بدنا بدراسة الاحتياجات المائية للمنطقة الصناعية بعد ذلك تمت دراسة أنبوب الإمداد بالمياه، حيث يعمل هذا الأخير بنظام الجاذبية، بعد ذلك قمنا بتحديد حجم الخزان المائي الذي من خلاله يتم تزويد المنطقة الصناعية المدروسة و مناطق أخرى .
قمنا بدراسة لشبكة توزيع المياه الصالحة للشرب والتي هي أيضا تعمل بنظام الجاذبية و لشبكة ضد الحرائق ، هاته الأخيرة تعمل بواسطة الضخ ، حيث تم اختيار المضخات المناسبة لها.
و من أجل حماية محطة الضخ من ظاهرة المطرقة المائية تم تحديد خزانات للهواء ، و في الأخير قمنا بحساب المبلغ التقديري للمشروع
الكلمات المفتاحية : إمدادات المياه الصالحة للشرب ، شبكة الأنابيب، المضخات، المطرقة المائية

Résumé :

Dans cette thèse, nous avons réalisé une étude complète du projet d'alimentation en eau potable de la zone industrielle de BOURDJIA wilaya de MOSTAGANEM par un piquage dans une conduite MAO.

Après avoir présenté le site du projet, nous avons étudié les besoins en eau de la zone industrielle.

Après cela, une étude a été réalisée pour l'adduction, où cette dernière fonctionne par système gravitaire, puis nous avons déterminé le volume du réservoir d'eau qui alimente la zone industrielle étudiée et d'autres zones d'activités.

Nous avons réalisé une étude technico-économique pour le réseau de distribution d'eau potable, qui fonctionne également en système gravitaire et une étude pour un réseau anti-incendie, Ce dernier fonctionnant par pompage.

Nous avons dimensionné la bache d'eau de stations de reprise, Suivie du choix des pompes adéquates pour la station de pompage.

Enfin, dans le but de protéger le système anti-incendie nous avons procédé à la vérification du phénomène du coup de bélier où des réservoirs d'airs ont été dimensionnés. Et au final, nous avons calculé le montant prévisionnel estimé.

Mots clés : Alimentation en eau potable, adduction ; réservoir ; pompes ; coup de bélier.

Abstract:

Thesis: In this thesis, we carried out a complete study of the drinking water supply project for the industrial zone of BOURDJIA wilaya of MOSTAGANEM by a tap in a MAO pipe.

After presenting the project site, we studied the water needs of the industrial zone. After that, a study was carried out for the adduction, where the latter works by gravity system, then we determined the volume of the water reservoir that supplied the industrial area studied and other areas of activity.

We have carried out a technical-economic study for the drinking water distribution network, which also operates as a gravity system, and a study for an anti-fire network, the latter operating by pumping.

We sized the water tank for the recovery stations, followed by the choice of the appropriate pumps for the pumping station.

Finally, in order to protect the fire-fighting system, we checked the water hammer phenomenon where air tanks were sized. And in the end, we calculated the estimated provisional amount.

Keywords: Drinking water supply, adduction; tank; pumps; water hammer.

SOMMAIRE

Introduction général	01
----------------------------	----

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	02
I.1.Situation géographique	02
I.2.Caractéristiques naturelles.....	04
I.2.1.Climat.....	04
I.2.2.Pluviométrie.....	04
I.2.3.Température.....	04
I.2.4.Les vents	06
I.3.Analyse du milieu physique.....	06
I.4.Hydrologie et Hydrogéologie	06
I.4.1. Les eaux superficielles.....	06
I.4.2.Les eaux souterraines.....	06
I.4.3. Principaux aquifères	07
I.2.5.Sismicité	08
Conclusion.....	09

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

II.1. Evaluation des besoins en eau potable et industrielle	09
II.1.1.Calcul du besoin industriel (Q1)	09
II.1.2.Calcul des besoins équipements et espaces verts projetés (Q2)	10
II.1.3.Récapitulations des besoins en eau	10
II.2. Majoration de la consommation journalière	10
II.3. Variation de la consommation journalière	11
II.3.1. Consommation maximale journalière (Qmax j)	11
II.3.2. Consommation minimale journalière	11

II.4. Variation des débits horaires	12
Conclusion.....	13

Chapitre III : Etude du stockage

Introduction	14
III.1.Utilité des réservoirs	14
III.2. Classification des réservoirs.....	14
III.3. Emplacement du réservoir.....	15
III.4.Choix du type du réservoir.....	16
III.5. Les équipements du réservoir.....	16
III.5. 1.Conduite d'arrivée ou d'adduction	17
III.5.2.Conduite de départ ou de distribution	17
III.5.3.Conduite de trop plein.....	18
III.5.4.Conduite de vidange	18
III.5.5.Conduite BY-PASS	18
III.5.6.Système de matérialisation d'incendie	19
III.5.6.1.Système à deux prises	19
III.5.6.2.Système à siphon	19
III.6.Détermination de la capacité du réservoir	21
III.6.1.Méthode analytique	21
III.6.2..Méthode graphique	24
III.7. Choix du type de réservoir	25
III.8.Dimensions des réservoirs à projeter	25
III.9. Détermination de la capacité de la bache de reprise de la station de pompage (SP)	25
III.9. 1.Dimensionnement de la bache de reprise de la station de pompage (SP)	26
Conclusion	26

Chapitre IV : Adduction

Introduction	27
IV.1. Définition	27
IV.2.Types d'adduction	27
IV.2.1.Adduction gravitaire	28
IV.2.2.Adduction par refoulement	28
IV.2.3.Adduction mixte	28
IV.3. Critères de choix de tracé	29
IV.4. Profil d'une Adduction	30
IV.5.La ligne piézométrique	30
IV.6.Choix des types des conduites	31
IV.7.Principe de calcul	32
IV.7.1.Pertes de charge totales	33
IV.7.2.Pertes de charge singulières	33
IV.7.3.Calcul de la charge disponible entre le point A et le réservoir	33
IV.7.4.Détermination du diamètre	34
IV.7.5.Vérification de la vitesse de refoulement	34
IV.7.6.Pression au Nœud (A) chambre de vanne	35
IV.8.Equipement an ligne	37
IV.8.1.Les ventouses	37
IV.8.2.Les vidanges	37
IV.8.3. Robinets vannes	37
Conclusion	39

Chapitre V : Etude du pompage

Introduction.....	40
V.1.définition	40
V.2. Critères de l'emplacement de la station de pompage	40
V.3. Choix du type de pompe.....	40
V.4. Couplage des pompes	41
V.5. Choix du nombre de pompes.....	41
V.6. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges	41
V.6.1. Le débit(Q)	41
V.6.2. La hauteur manométrique	41
V.6.3. Les puissances	42
V.6.4.Le rendement	42
V.7. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges	42
V.7.1. Point de fonctionnement des pompes	42
V.7. 2.Adaptation des pompes aux conditions de fonctionnement données	43
V.8. Etude de pompage	45
V.8.1. Etude de pompage par logiciel CAPRARI	45
V.8.1.1.caractéristique techniques du pompe	47
V.8.1.2. Courbe caractéristique des pompes	48
V.8.1.3. Point de fonctionnement des pompes	48
V.8.1.4.Choix du moteur électrique.....	52
V.8.2. Etude de pompage par logiciel KSB	53
V.8.2.1. Courbe caractéristique des pompes	53
V.8.3. Etude de la cavitation	54
V.8.3.1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible	55

V.8.3.2. Calage de la pompe	56
Conclusion	58

Chapitre VI : Lutte contre coup de bélier

Introduction.....	59
VI.1. les Causes du coup de bélier	59
VI.2. Les risques dus aux coups de bélier.....	59
VI.3. Moyen de protection contre le coup de bélier	60
VI.3.1. Cheminée d'équilibre	60
VI.3.2. Soupape de décharge.....	61
VI.3.3. Volant d'inertie.....	62
VI.3.4. Réservoirs d'air	62
VI.3.4.1. Principe de fonctionnement	62
VI.3.4.2. Calcul des réservoirs d'air.....	62
VI.3.4.3. Dimensionnement de réservoir d'air par la méthode de Vibert.....	63
VI.3.4.4. Installation du réservoir d'air	65
VI.3.4.5. Caractéristiques finales du réservoir d'air	65
Conclusion	66

Chapitre VII : Réseaux de distribution

Introduction	67
VII.1. Classification des réseaux	67
VII.1.1. Réseau maillé	67
VII.1.2. Réseau ramifié	67
VII.1.3. Réseau étagé	67
VII.1.4. Réseau combiné.....	67
VII.2. Exigences fondamentales du réseau	67

VII.3. Conception du réseau.....	68
VII.4. Choix du matériau des conduites	68
VII.5. Principe de tracé d'un réseau ramifié	68
VII.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution et d'incendie du parc industrielle	68
VII.7. Déterminer les débits du réseau	69
VII.7.1. Débit de pointe	69
VII.7.2. Débit spécifique	69
VII.7.3. Calcul des débits en route	69
VII.7.4. Détermination des débits nodaux.....	69
VII.8. Calcul hydraulique du réseau de distribution	70
VII.8.1. Principe de la méthode de HARDY-CROSS	70
VII.9. Formule de perte de charge utilisée.....	71
VII.10. Etude de réseau avec le logiciel water CAD 8.0.....	72
VII.10.1. Cas du réseau de distribution en eau potable	73
VII.10.2. Conduite d'amenée	77
VII.10.3. Calcul des pressions au niveau des nœuds.....	78
VII.10.4. Régime d'écoulement de l'eau dans le réseau	81
VII.10.4.1. Calcul Nombre de Reynolds (Re).....	81
VII.10.5. Cas du réseau d'incendie	84
VII.10.6. Les pressions au niveau du Poteau d'incendie	85
VII.10.7. Equipement du réseau de distribution.....	86
Conclusion	87

Chapitre VIII : Organisation de chantier et devis estimatif du projet

Introduction	88
VIII.1. Différents travaux	88
VIII.1.1. Travaux concernant la station de pompage.....	88
VIII.1.2. Travaux concernant l'adduction.....	89

VIII.1.3. Travaux concernant les réservoirs	90
VIII.1.4. Travaux concernant la réalisation d'un réseau	90
VIII.2. Calcul des volumes des travaux	91
VIII.2.1. Calcul des volumes de la station de pompage	91
VIII.2.1.1. Calcul du volume de décapage	91
VIII.2.1.2. Calcul du volume des déblais.....	91
VIII.2.1.3. Calcul du volume du béton de propreté	91
VIII.2.1.4. Calcul du volume de béton armé	91
VIII.2.1.5. Calcul du remblai compacté	92
VIII.2.1.6. Calcul du volume de la maçonnerie	92
VIII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction	93
VIII.2.2.1. Déblai d'excavation.....	93
VIII.2.2.2. Lit de sable	94
VIII.2.2.3. Volume de la conduite	94
VIII.2.2.4. Remblais compacté	95
VIII.2.3. Calcul des volumes des travaux de réservoir	95
VIII.2.3.1. Calcul du volume des déblais.....	95
VIII.2.3.2. Calcul du volume du tout-venant	96
VIII.2.3.3. Calcul du volume de béton de propreté	96
VIII.2.3.4. Calcul du volume du béton armé	97
VIII.2.3.5. Calcul du volume du remblai compacté	99
VIII.2.3.6. Calcul du volume de la maçonnerie	99
VIII.2.4. Calcul des volumes des travaux d'un réseau	99
VIII.2.4.1. volumes des déblais des tranchées	99
VIII.2.4.2. volume du découvert.....	100
VIII.2.4.3. volume occupé par le lit de pose	100

VIII.2.4.4.volume de la conduite	100
VIII.2.4.5.volume d'enrobage tamisée.....	101
VIII.2.4.6.volume du remblai	101
VIII.2.4.7.volume évacué à la décharge	101
VIII.3. Calcul des coûts des travaux.....	102
VIII.4. Les Engins	104
VIII.4.1. Pelle hydraulique.....	105
VIII.4. 2. Bulldozer.....	105
VIII.4.3. Chargeur.....	105
VIII.4.4. Compacteur (vibrateur de sol).....	105
Conclusion	105

Chapitre IX : Impacts sur environnement

Introduction	106
IX.1. Impacts de la phase de construction	106
IX.2. Impacts de la phase exploitation	108
IX.3. Résumé de l'analyse des impacts.....	110
Conclusion.....	110
Conclusion générale.....	111

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Régime Mensuel des précipitations	04
Tableau I.2: Température (°C) moyennes mensuelles.....	05
Tableau I.3: Moyenne des intensités mensuelles des vents.....	05

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau II .1 : Répartition des besoins en eaux.....	09
Tableau II.2 .besoins des équipements et espaces verts projetés.....	10
Tableau II.3.Récapitulatifs des besoins en eau.....	10
Tableau II.4: Variation du débit horaire pour la zone industrielle Bourdjia.....	12
Tableau. II.5 : Récapitulatif des besoins en eaux globale.....	13

Chapitre III : Etude du stockage

Tableau. III.1. distribution journalier sur toutes les heures par la méthode analytique.....	25
Tableau. III.2: Variation du nombre de démarrage par heure en fonction de la puissance de la pompe.....	28

Chapitre IV: Adduction

Tableau IV.1 : Coefficients K', m et β pour différents types du tuyau.....	33
Tableau IV.2 : calcul des vitesses pour les diamètres Normalisés	34

Chapitre V: Etude du pompage

Tableau V.1 : Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre.....	46
Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP – réservoir).....	48
Tableau V.3 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.....	52
Tableau V.4: Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre.....	53

Tableau V.5 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.....	56
--	----

Chapitre VI : Lutte contre coupe de bélier

Tableau VI .1: Les caractéristiques de la conduite refoulement.....	64
---	----

Tableau VI .2: Calcul de célérité d'onde de la conduite refoulement.....	64
--	----

Tableau VI .3 : Calcul de volume du réservoir d'air de conduite de refoulement.....	65
---	----

Chapitre VII : Réseaux de distribution

Tableau VII.1 : le coefficient de rugosité de Hazen-Williams du matériau.....	72
---	----

Tableau VII.2 : calcul hydraulique de réseau d'Aep projeté.....	73
---	----

Tableau VII.3 : calcul hydraulique de la Conduite d'amenée	77
--	----

Tableau VII.4 : pressions au niveau des nœuds (cas distribution).....	78
---	----

Tableau VII.5 : Nombre de Reynolds (Re).....	81
--	----

Tableau VII.6: calcul hydraulique de réseau d'incendie.....	85
---	----

Tableau VII.7 : pressions au niveau des nœuds (cas d'incendie).....	86
---	----

Chapitre VIII : Organisation de chantier et devis estimatif du projet

Tableau VIII.1 : Calcul du volume du béton armé pour SP1.....	92
---	----

Tableau VIII.2 : Volumes des travaux de la SP.....	93
--	----

Tableau VIII.3 : Calcul du volume du déblai de l'adduction.....	94
---	----

Tableau VIII.4 : Calcul du volume du lit de sable.....	94
--	----

Tableau VIII.5 : Calcul des volumes des conduites.....	94
--	----

Tableau VIII.6 : Volumes des travaux de l'adduction.....	95
--	----

Tableau VIII.7 : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres.....	96
---	----

Tableau VIII.8 : Calcul des volumes du tout-venant.....	96
---	----

Tableau VIII.9 : Calcul des volumes du béton de propreté.....	97
---	----

Tableau VIII.10 : Calcul du volume du béton armé.....	97
---	----

Tableau VIII.11 : Calcul du volume du béton armé pour les coupes.....	98
Tableau VIII.12 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.....	98
Tableau VIII.13 : Calcul du volume du remblai compacté.....	99
Tableau VIII.14 : Différents volumes d'excavation de réseau de distribution.....	102
Tableau VIII.15 : Différents volumes d'excavation de réseau d'incendie	102
Tableau VIII.16 : Coût des travaux de la station de pompage.....	102
Tableau VIII.17 : Coût des travaux de l'adduction	103
Tableau VIII.18: Coût des travaux de réservoir.....	103
Tableau VIII.19: Coût des travaux de réseau de distribution.....	103
Tableau VIII.20: Coût des travaux de réseau d'incendie.....	104
Tableau VIII.21: Bilan des coûts.....	104
Tableau VIII.22: Le coût global du projet.....	104

Chapitre IX : Impacts sur environnement

Tableau IX.1 : Analyse des impacts	110
--	-----

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1: image du contexte spatial du Parc.....	02
Figure I.2 : Répartition des zones du parc industriel.....	03
Figure I.3 : Histogrammes de la précipitation moyenne mensuelle.....	04
Figure I.4 : Histogramme des températures mensuelles.....	05
Figure I.5 : Histogramme des vents mensuelles.....	06
Figure I.6: Géologie, Source Extrait de la carte géologique Algérie feuille Mostaganem TYPE 1960.....	08

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Figure II.1: Histogrammes de la Variation du débit horaire pour la zone industrielle Bourdja.....	13
--	----

Chapitre III : Etude du stockage

Figure III.1 : emplacement du réservoir.....	16
Figure III.2 : Arrivée par surverse (Chute libre).	17
Figure III.3 : Arrivée par surverse (Noyée).....	17
Figure III.4: Arrivée par-dessous (Par le fond).....	17
Figure III.5: Arrivée par dessous (Par le bas).....	17
Figure. III.6 : conduite de départ.....	20
Figure. III.7: conduite de trop plein et de vidange.....	20
Figure.III.8: conduit BY-PASS.....	21
Figure. III.9: Système à deux prises.....	21
Figure. III.10: Système à siphon.....	22
Figure. III.11: Schéma générale de réservoir.....	22
Figure. III.12: Schéma générale de château d'eau.....	23

Chapitre IV.7 : Adduction

Figure IV.1: Situation De Conduite D'amenée et réservoir de stockage.....	27
---	----

Figure IV.2: adduction gravitaire.....	28
Figure IV.3: Adduction par refoulement.....	28
Figure IV.4: schéma simplifié de l'adduction mixte.....	29
Figure IV.5: profil au long de l'adduction.....	30
Figure IV.6: la ligne piézométrique et ligne d'énergie.....	31
Figure. IV.7: présente la ligne piézométrique dans un écoulement gravitaire	32
Figure IV.8 : Schéma synoptique des caractéristiques du point de piquage.....	36
Figure. IV.9 : Ventouse automatique.....	37
Figure. IV.10: Vanne papillon automatisée.....	38
Figure. IV.11: Vanne opercule.....	38

Chapitre V: Etude du pompage

Figure V.1 : caractéristique techniques du pompe	47
Figure V.2: Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 de type P8B/3/20/2E.CAPRAR.....	48
Figure V.3: Point de fonctionnement de pompe de la station SP.....	49
Figure V.4 : la droit de ronage.....	51
Figure V.5: Les courbes caractéristiques de la pompe du SP de type Groupe de surpression et protection anti incendie.....	54
Figure V.6 : Roue soumise à la cavitation.....	55

Chapitre VI : Lutte contre coupe de bélier

Figure VI.1: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.....	61
Figure VI.2: Soupape de décharge type LEZIER.91.....	61
Figure VI.3: Schéma d'installation du réservoir d'air.....	65
Figure VI.4: Plaque d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.96.....	66

Chapitre VII : Réseaux de distribution

Figure VII.1: Les différents types des Raccordements.....	87
---	----

Chapitre VIII : Organisation de chantier et devis estimatif du projet

Figure VIII.1 : Remblayage des tranchées.....	90
---	----

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Plan de masse du réseau d'AEP ;

Planche N°2 : Plan de masse du réseau anti-incendie ;

Planche N°3 : Schéma de montage et des pièces spécial du réseau d'AEP

Planche N°4 : Schéma de montage et des pièces spécial du réseau d'incendie ;

Planche N°5 : Schéma synoptique.

LISTE DES ANNEXES

Annexe (II) : Répartition horaire des débits horaires en fonction du nombre d'habitants ;

Annexe (V): Les valeurs usuelles indices de rugosité (k) en mm ;

Annexe (VI) : Abaque de Vibert ;

Annexe (VIII.1) : Prix tubes PEHD au PN16 ;

Annexe (VIII.2) : Prix tubes PEHD au PN25 ;

Annexe (VIII.3) : Les engins.

INTRODUCTION GENERALE

L'histoire du développement industriel s'est construite en partenariat avec l'eau. Les usines se sont toujours implantées au bord de l'eau (rivière, canal, mer) pour des raisons diverses :

- ❖ Commodités du transport des matières premières et produits finis et aussi de rejet des sous-produits ou des déchets générés au cours des procédés de fabrication ;
- ❖ Possibilités de faire accomplir à l'eau des tâches industrielles multiples et variées.

L'eau réunit un ensemble exceptionnel de propriétés physiques et chimiques : elle peut devenir solvant, fluide thermique ou tout simplement liquide facile à manipuler. C'est ce qui explique pourquoi l'eau est impliquée dans la plupart des fabrications industrielles. Le caractère banal de l'eau qui nous environne, fait parfois oublier que ce liquide qui nous est si familier s'avère en réalité par ses propriétés si particulières à la fois le fluide le plus indispensable à la vie et celui dont la complexité est la plus remarquable. En dehors de sa fonction biologique, on peut dire que l'histoire du développement industriel s'est construite en partenariat avec l'eau.

Pour remédier à cela, nous réalisons cette étude qui a pour but d'alimentation en eau potable du parc pour répondre à la demande en eau des industries.

L'alimentation du stockage se fait à partir d'un piquage sur la conduite projetée du couloir du MAO(Mohammedia).

La distribution de l'eau se fait gravitairement à partir de réservoir et la vérification des calculs du réseau ont été faite avec le logiciel water CAD8.0.

Pour atteindre notre objectif ont suivi les étapes suivantes :

- ✓ Calculer des différentes consommations (journalière et horaire) ;
- ✓ Choisir le tracé du réseau de distribution d'eau et l'emplacement de réservoir d'eau ;
- ✓ Calculer le volume nécessaire réservoir
- ✓ Calculer le réseau de distribution et réseau d'incendie ;
- ✓ Déterminer les caractéristiques de la station de pompage ;
- ✓ devis estimatif du projet.

CHAPITRE I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Ce chapitre décrit la présentation du site d'étude des localités à approvisionner en eau ceci de différents points de vue à savoir : Géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

I.1. Situation géographique :

Le site retenu se trouve dans la commune d'ElHessiane, wilaya de Mostaganem dans la région Nord-Ouest du pays. de superficie de 200 ha. Elle est délimitée comme suivant :

- A l'Ouest par les communes : Fornaka et Stidia
- A l'Est par la commune de Sirat
- Au Sud par la commune d'El Ghomri (wilaya de Mascara)
- Au Nord par les communes : Ain Nouissy et Sirat

Le Parc Industriel de Bordjias couvre une superficie de 200 ha ,Il se situe dans la commune d'El Hassiane, en bordure de la route nationale N°17 qui relie à Mohammédia. Oued Tine longe le parc industriel dans sa partie septentrionale

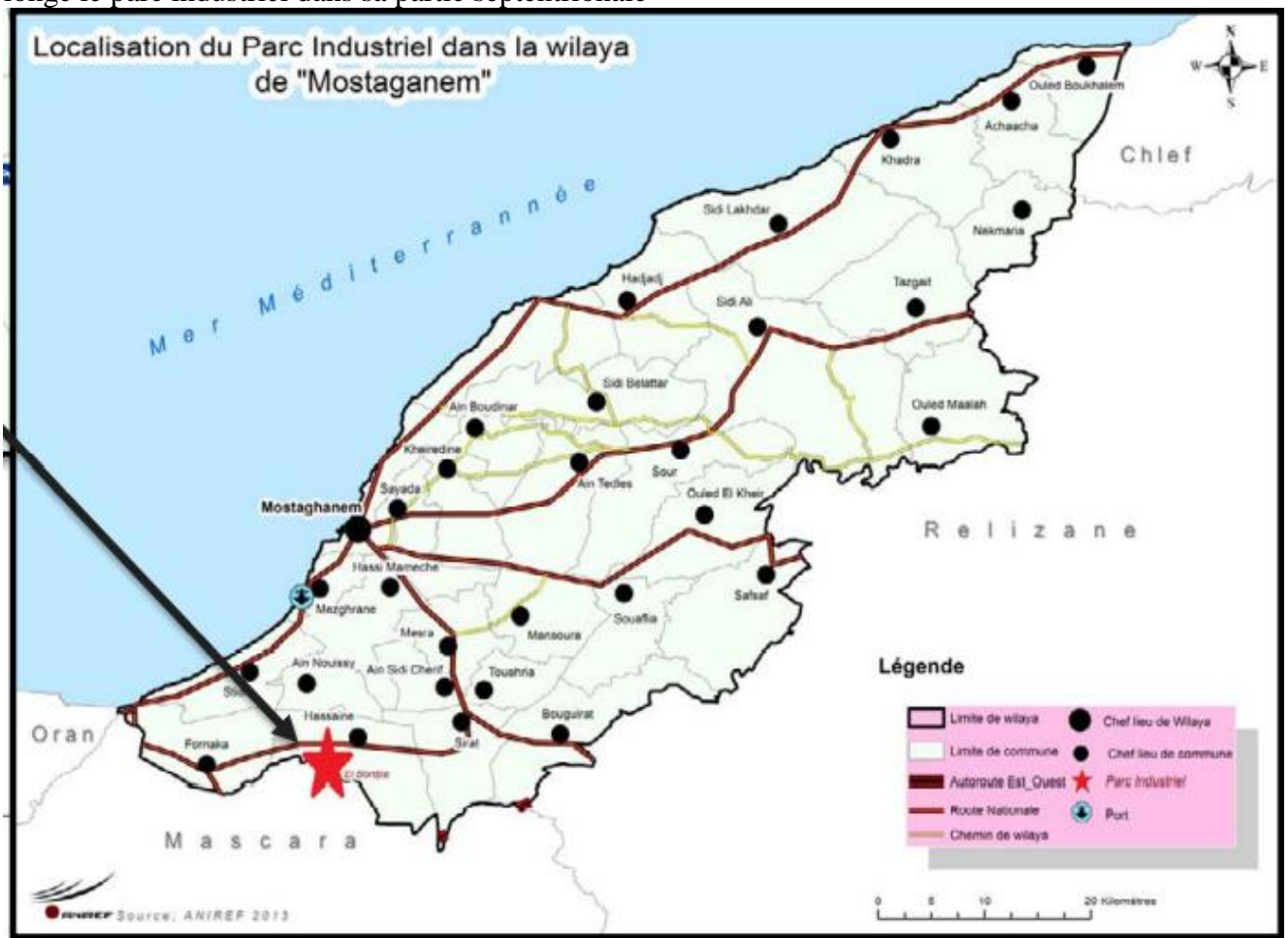


Figure I.1: image du contexte spatial du Parc

Source : Google

❖ Les coordonnées géographiques du site sont les suivantes :

35°44'38.10"Nord, 0°3'33.83"Est.

❖ Fiche technique de projet du parc industriel :

- 24 km du chef-lieu de wilaya,
- 30 km du port de Mostaganem,
- 80 km de l'aéroport d'Oran,
- 13 km de l'autoroute Est-Ouest,
- 15 km de la gare ferroviaire,
- Proximité de la RN N°17.

❖ Le PARC industriel projeté de Bordjia est composé de 4 types d'industries, et qui sont :

1. Industrie de l'agro-alimentaire (Zone A);
2. Industrie de transformation et pêche (Zone B);
3. Industrie de matériaux de construction (Zone C);
4. Industrie de produits pharmaceutiques (Zone D).

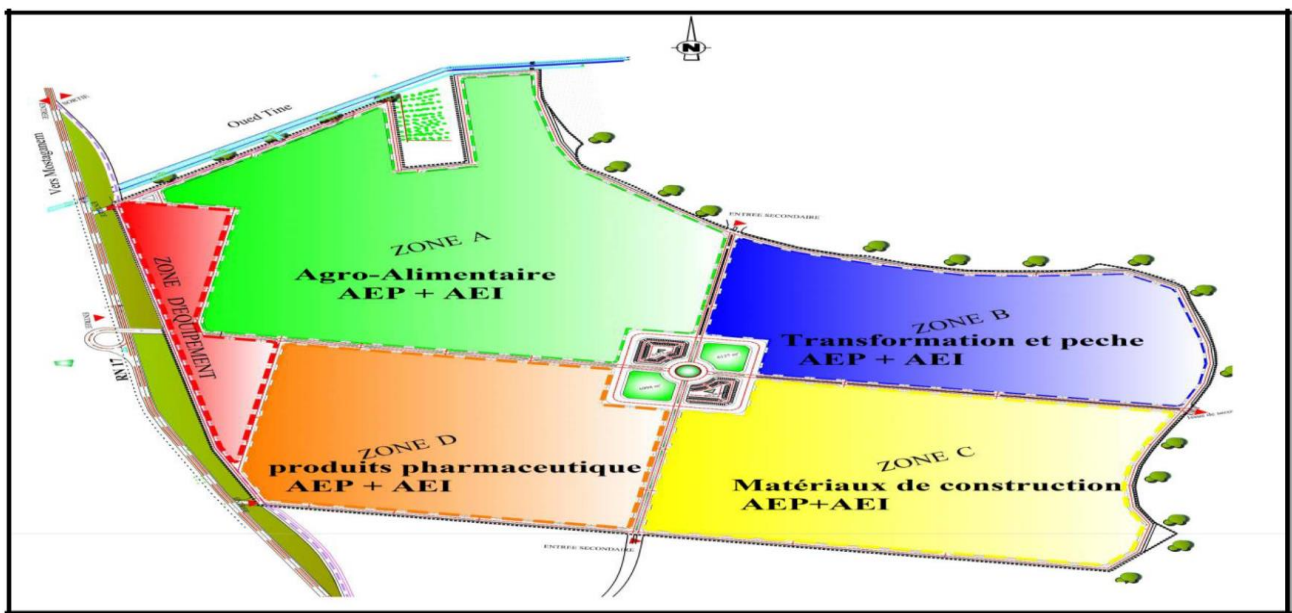


Figure I.2 : Répartition des zones du parc industriel

La Source : Google

I.2. Caractéristiques naturelles :

I.2.1. Climat :

Le climat est de type méditerranéen, avec une saison sèche et chaude et une saison pluvieuse et froide.

I.2.2. Pluviométrie :

La commune d'El Hassiane fait partie de la zone où la pluviométrie est moyenne de l'ordre de 300-400 mm annuellement avec une évaporation élevée. Liés à une pluviométrie irrégulière et souvent sous forme d'orages les ruissellements y sont rapides et importants. Dans ce type de zones les écoulements ne seront pas négligeables, ce qui explique en partie le caractère plus ou moins permanent d'écoulement dans l'Oued TINE de l'aire de l'étude.

Tableau I.1 : Régime Mensuel des précipitations

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov.	Déc.	Moy
Pluie moy	38,7	57,7	46,7	38,0	27,7	9,0	2,2	4,6	13,3	45,6	49,1	50,8	31,8

Source : O.N.M PDAU 2011

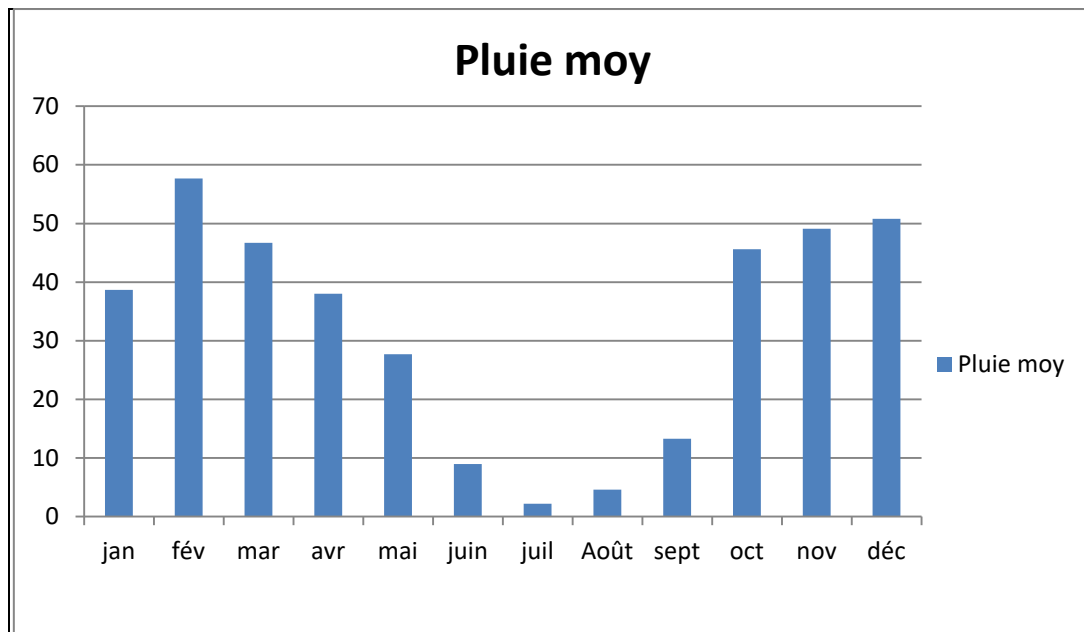


Figure I.3 : Histogrammes de la précipitation moyenne mensuelle

I.2.3. Température :

La température est un facteur principal dans le bilan hydraulique. Il contribue en grande partie à l'évaluation du déficit d'écoulement et le caractère climatique d'une région. On distingue deux périodes : Une période humide qui s'étale du mois d'octobre au mois d'avril. Le mois de Janvier reste le plus frais (10.3°C à BENI YAHI). Une période sèche allant du mois d'avril au mois d'octobre. Notant que le mois d'août reste le plus chaud (28.9°C dans la région de BENI YAHI).

Tableau I.2: Température (°C) moyennes mensuelles

mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Moy
T _{moy} (°C)	10.3	11.3	13.0	15.5	19.6	24.8	28.8	25.4	25.3	19.2	14.3	1.1	18.5
T ^{max} _{moy}	15.7	19.4	20.1	22.6	26.5	32.3	37.2	36.9	32.9	26.4	20.5	16.9	25.5
T ^{min} _{moy}	5.1	6.3	6.7	9.4	13.0	17.4	20.7	21.2	19.3	14.0	9.5	6.7	12.4

Source : O.N.M.PDAU 2011

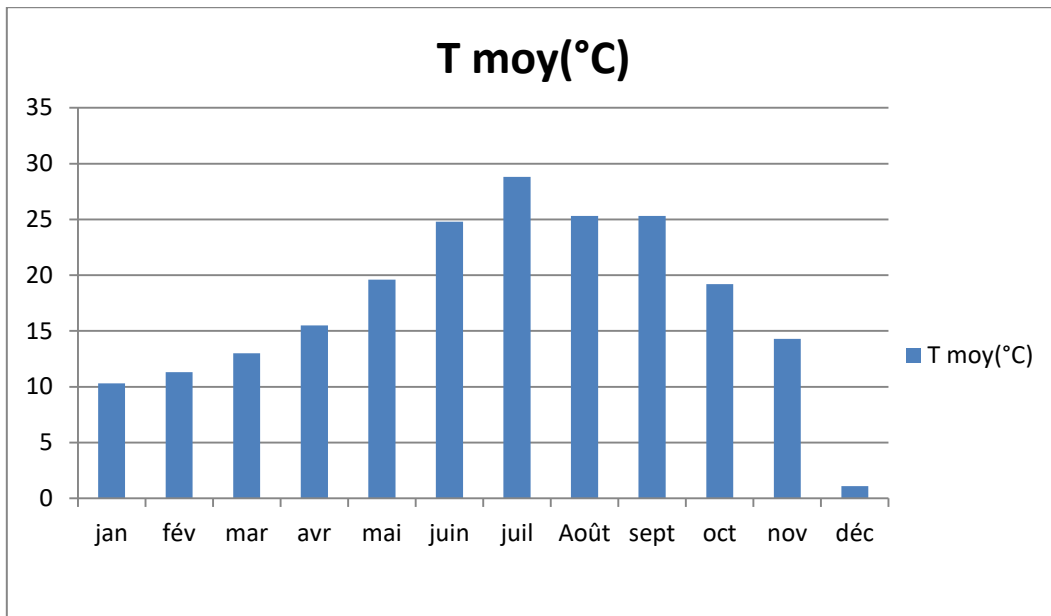


Figure I.4 : Histogramme des températures mensuelles

I.2.4. Les vents :

C'est l'un des paramètres des plus importants dans l'évolution dynamique de la région étudiée, il représente l'équivalent des pluies pour le Nord du pays, comme facteur d'érosion, de transport et d'accumulation. Les vents les plus fréquents, dans cette région méditerranéenne, sont ceux du Sud-Est et d'Est. Ils sont généralement modérés, mais leur vitesse peut atteindre et parfois même dépasser les 100 km/h.

Tableau I.3: Moyenne des intensités mensuelles des vents

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Moy
Vent moy(m/s)	1.9	2.3	2.4	2.7	2.8	2.9	2.8	2.6	2.3	2.2	2.1	2.1	2.4

Source : O.N.M PDAU 2011

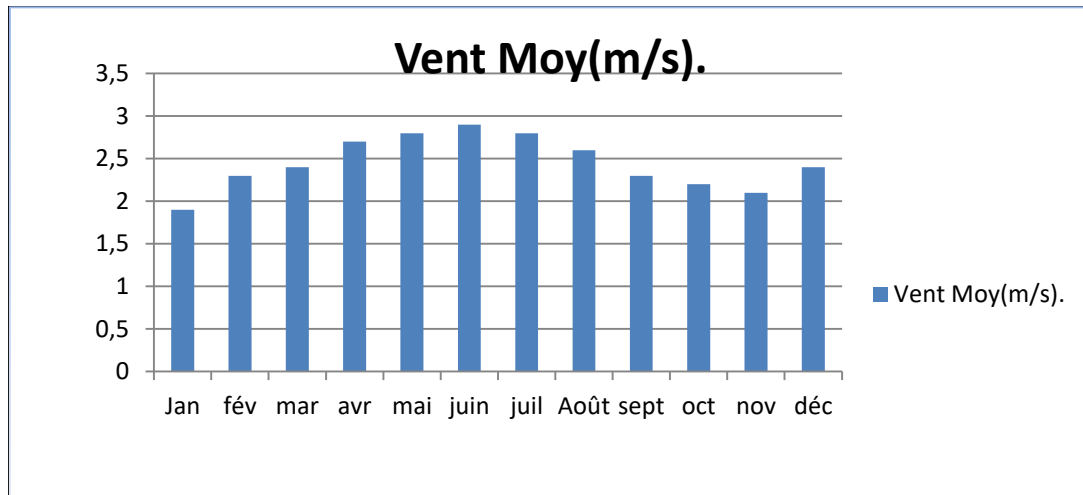


Figure I.5 : Histogramme des vents mensuels

I.3. Analyse du milieu physique :

La commune d'El Hassiane fait partie de la plaine de Bordjia, avec des altitudes moyennes de 29 m (altitude maximum de 52 m et minimum de 6 m). Les pentes sont très faibles : dans 97 % de la surface totale de la commune, la pente ne dépasse pas 3%. Le paysage de la commune est marqué par la dépression de la Macta dans la partie ouest limitée au Nord par la route nationale 17AB avec des altitudes variant entre 6 et 10 m et des pentes négligeables exposant différents secteurs au risque d'inondation surtout au niveau de l'A.S Kouara où l'on note la présence d'Oued Tine). Ainsi cette zone est occupée par des sols hydro morphes.

I.4. Hydrologie et Hydrogéologie :

I.4.1. Les eaux superficielles :

La zone est caractérisée par la présence de deux oueds principaux, Oued Tine au Sud-ouest de la commune et Oued Mekhlouf au Sud Est. La densité de drainage D_d est définie comme la longueur totale des cours d'eau de tous les ordres (114 km) sur la surface totale drainée (70 km²). La présence de plusieurs puits répartis dans la commune signifie l'existence de nappes phréatiques.

I.4.2. Les eaux souterraines :

L'analyse litho-stratigraphique et structurale du bassin, nous permet de distinguer les terrains susceptibles d'être aquifères :

Les formations des grès de base pliocène inférieur ;

- Les calcaires grumeleux à lithothamniées du miocène supérieur ;
- Les formations conglomératiques basales du miocène inférieur et du miocène supérieur;
- Les formations des grès, sables et conglomérats du quaternaire ;
- Les massifs (calcaires jurassiques), intensément fissurés.

Grâce à sa structure, la plaine constitue une aire propice à l'accumulation des eaux souterraines exploitables. Cette plaine est constituée, principalement, par les alluvions quaternaires qui sont couvertes par des argiles et des limons.

I.4.3.Principaux aquifères :

A. Miocène calcaire (Mc) :

Les calcaires du Miocène affleurent le long de la limite Sud avec un pendage peu accusé N-NNO. L'observation des affleurements et des données, suggère la présence d'espaces vides et des fissures internes ouvertes provoquées par dissolution des carbonates sous l'influence de l'infiltration de l'eau de pluie, particulièrement le long des surfaces de contact. L'aquifère s'est développé dans ces espaces vides.

B. Pliocène marin (Astien) :

Le pliocène marin est une suite d'argiles et de marnes, avec des couches minces de grès. Le Pliocène marin affleure au Nord de la vallée de Bordjia.

C. Quaternaire-Pliocène continental (Q-P) :

Des sédiments détritiques d'âge Sub-Pliocène à Quaternaire forment le remblai de la vallée. Ces sédiments incluent des argiles et des marnes épaisses avec des lits de sables, de graviers et de conglomérats. Les roches du Pliocène et celle du quaternaire, plus anciennes, sont plus consolidées et contiennent des grès et des conglomérats avec cimentation argileuse ou calcaire. La localité d'El Hassiane qui veut dire plusieurs puits est implantée au cœur de la vallée sur une vaste nappe.

I.5. Sismicité :

La commune d'El Hassiane est classée en zone de sismicité moyenne selon le règlement parasismique Algérien, élaboré en 1983 (R.P.A. 83) après le séisme d'El Asnam survenu en Octobre 1980, révisé en 2003 après le séisme de Boumerdes (arrêté N°08 du 08 février 2004). Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

1. Zone 0 : sismicité négligeable ;
2. Zone I : sismicité faible ;
3. Zones IIa et IIb : sismicité moyenne ;
4. Zone III : sismicité élevée.

Remarque: La commune se situe dans la zone IIa à sismicité moyenne

Conclusion :

Dans ce présent chapitre. On a donné un aperçu générale sur les différentes caractéristiques géographiques, hydrographiques, climatiques, géologiques et hydrogéologiques, représentent les premières données de base qui nous serviront pour l'élaboration d'alimentation en eau potable. Notre projet est venu à point nommé comme une solution aux problèmes liés au colmatage des conduites par le calcaire. Dans le chapitre qui suit, nous étudions les besoins en eau de la zone d'étude

CHAPITRE II :

Estimation des besoins en eau potable

Introduction :

En général, cette consommation est difficile à évaluer, car il existe une grande variation de consommation selon le type de l'industrie. Les entreprises du secteur agroalimentaire, par exemple, sont considérées comme de grosses consommatrices d'eau. Parfois, lorsque que la demande en eau de certaines industries, comme les pâtes et papiers, sont trop importants, la production d'eau pour le procédé industriel est prise en charge par l'industrie elle-même (puits, forage,...)

II.1. Evaluation des besoins en eau potable et industrielle :

Les besoins en eau potable du PARC industriel se subdivisent en deux catégories :

Q1 : Besoins propres à l'activité industrielle ;

Q2 : Besoins relatifs de la zone des équipements ;

II.1.1. Calcul du besoin industriel (Q1) :

Le PARC industriel projeté de la commune de Bordjia une superficie de 200ha.

Il est composé de 4 types d'industries, et qui sont :

1. Industrie de l'agro-alimentaire.
2. Industrie de transformation et pêche.
3. Industrie de matériaux construction.
4. Industrie de produits Pharmaceutiques.

Tableau II .1 : Répartition des besoins en eaux

Activité	Superficie des lots affectés m ²	Dotation l/j/ m ²	Besoin. moy.j	Besoin. moy.j	Consommation en
			l/j	m ³ /j	l/s
Industrie l'agro-alimentaire	553500	5	2767500	2767,5	32,03
Industrie de Transformation et pêche	320800	5	1604000	1604	18,56
Industrie matériaux construction	418700	5	2093500	2093,5	24,23
Industrie de produit pharmaceutiques	346900	5	1734500	1734,5	20,07
TOTAL Q1				8199,5	94,90

Soit un débit **Q1 = 8199,5m³/j**

II.1.2. Calcul des besoins équipements et espaces verts projetés (Q2) :

On retient comme base de calcul une dotation hydrique de 5l/j/m²

Tableau II.2 .besoins des équipements et espaces verts projetés

Equipement	Sup des équipements m ²	Dotation l/j/ m ²	Besoin. Moy.j m ³ /j	Consommation en l/s
Total équipements	90000	5	450	5,20
Espacevert	26234	5	131,17	1,52
TOTAL			581,17	6,72

Soit un débit **Q2 =581,17 m³/j**

II.1.3.Récapitulations des besoins en eau :

Tableau II.3.Récapitulations des besoins en eau

Type des besoins	Débit (m ³ /j)	Débit (l/s)
Besoins propres à l'activité industrielle	8199,5	94,90
Equipement	581,17	6,72
Total	8780,67	101,62

Donc les besoins seront de :

$$Q_t = Q_{moy,j} = Q_1 + Q_2 \dots \dots \dots (II.1)$$

Soit $Q_{moy,j} = 101,62 \text{ l/s}$

II.2. Majoration de la consommation journalière :

Les pertes sont difficiles à déterminer de façon précise. L'ensemble des fuites sur les adductions et le réseau varient suivant le type de canalisation, leur vétusté, la nature de terrain et la qualité de l'entretien.

Compte tenu des quantités d'eau prévues pour les fuites de réseau de distribution, il est à noter que :

- Dans un réseau de distribution bien entretenu, les pertes atteignent les 20 % de la consommation moyenne journalière.
- Dans un réseau de distribution moyennement entretenu, les pertes sont comprises entre 25 % et 35% de la consommation moyenne journalière.
- Dans un réseau de distribution mal entretenu, les pertes peuvent dépasser les 50 % de la consommation moyenne journalière.

Pour compenser ces fuites, on effectue une majoration de 20%. Ce qui donne un coefficient de majoration **Kf =1,2**

Le débit moyen journalier majoré est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy,j.maj} = K_f * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (II.2)$$

Avec :

- $Q_{moy,j,maj}$: Le débit moyen journalier majoré (m³/j)
- $Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m³/j).
- K_f : Coefficient de fuite.

On obtient :

$$Q_{moy,j,maj} = 10537 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.3. Variation de la consommation journalière :

La consommation n'est pas constante tous les jours de l'année, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité K_{maxj} et K_{minj} .

Avec :

$$K_{maxj} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{maxj}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots (II.3)$$

$$K_{minj} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{minj}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots (II.4)$$

II.3.1. Consommation maximale journalière (Q_{maxj}) :

Q_{maxj} représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{maxj} = K_{maxj} * Q_{moyj} \dots\dots\dots (II.5)$$

- K_{maxj} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance d'agglomération sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 ; on prendra $K_{maxj} = 1.3$.

D'où :

$$Q_{maxj} = 1.3 * Q_{moyj} \dots\dots\dots (II.6)$$

On obtient :

$$Q_{maxj} = 11415 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Débit maximum majorée de 20% : 13698 m³/j
- Débit de pointe (Q_{maxj})/24h : **570 m³/h**

Soit **Qp = 158 l/s.**

II.3.2. Consommation minimale journalière :

Ce débit relatif au jour de faible consommation de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{min,j} = k_{min,j} * Q_{moy,j} \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec :

- $Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m³/j).

- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j).
- $k_{min,j} \in [0,7-0,9]$; On prend $k_{min,j} = 0,9$.

D'où $Q_{min,j} = 0,9 \times Q_{moy,j} = 10273 \text{ m}^3/\text{j}$

II.4. Variation des débits horaires :

Au cours de la journée, la consommation varie d'une heure à une autre, il est clair que le calcul de notre réseau doit tenir compte de cet état de fait. Nous donnons dans le tableau suivant l'évolution de la consommation durant la journée :

Tableau II.4: Variation du débit horaire pour la zone industrielle Bourdjia

Heures	Consommation totale		Valeur de la consommation cumulée	
	$Q_{max,j} = 13698 \text{ m}^3/\text{j}$		(intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0 – 1	1	136.98	1	136.98
1 – 2	1	136.98	2	273.96
2 – 3	1	136.98	3	410.94
3 – 4	1	136.98	4	547.92
4 – 5	2	273.96	6	821.88
5 – 6	3	410.94	9	1232.82
6 – 7	5	684.9	14	1917.72
7 – 8	6,5	890.37	20,5	2808.09
8 – 9	6,5	890.37	27	3698.46
9 – 10	5,5	753.39	32,5	4451.85
10 – 11	4,5	616.41	37	5068.28
11 – 12	5,5	753.39	42,5	5821.65
12 – 13	7	958.86	49,5	6780.51
13 – 14	7	958.86	56,5	7739.37
14 – 15	5,5	753.39	62	8492.76
15 – 16	4,5	616.41	66,5	9109.17
16 – 17	5	684.9	71,5	9794.07
17 – 18	6,5	890.37	78	10684.44
18 – 19	6,5	890.37	84,5	11574.81
19 – 20	5	684.9	89,5	12259.71
20 – 21	4,5	616.41	94	12876.12
21 – 22	3	410.94	97	13287.06
22 – 23	2	273.96	99	13561.02
23 – 24	1	136.98	100	13698

A partir de ce tableau, le débit de pointe pour la zone industrielle Bourdjia est de **958.86 m³/h**, et survient entre 12h et 14h.

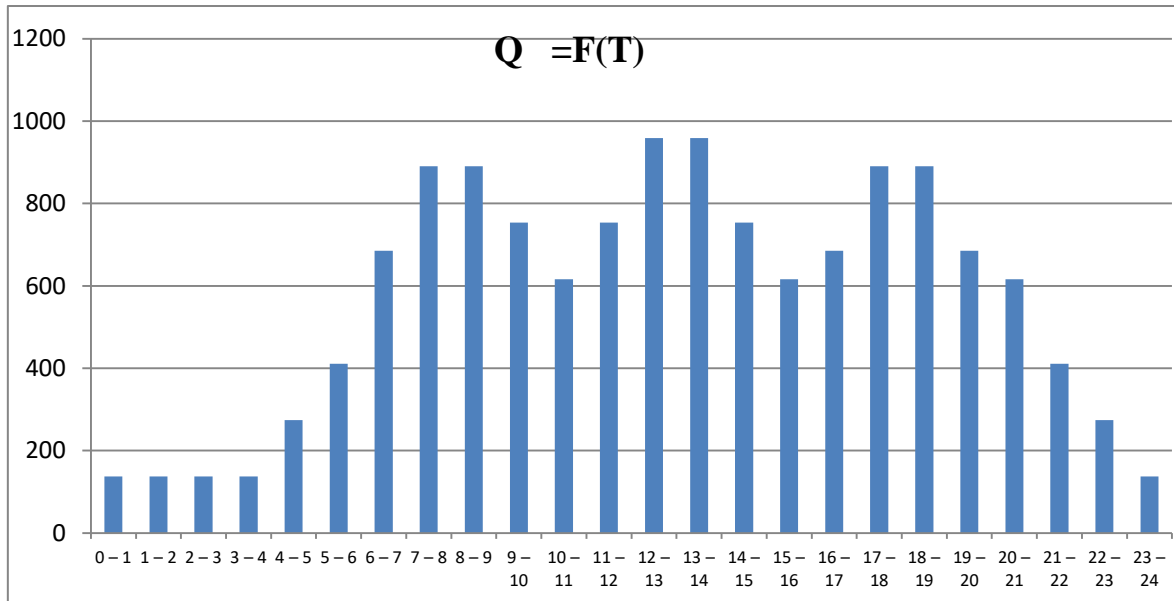


Figure II.1: Histogrammes de la Variation du débit horaire pour la zone industrielle Bourdjia

Tableau. II.5 : Récapitulatif des besoins en eaux globale :

PARC industriel de Bordjia de (200ha)		zone d'activité de Kouara de (100ha)		zone d'activité de (7 ha)		zone d'activité de (14 ha)		L'extension du PARC Industriel de Bordjia (471ha)		Total		Total
Q _{moy} (m ³ /j)	Q _{inc} (m ³ /j)	Q _{moy} (m ³ /j)	Q _{inc} (m ³ /j)	Q _{moy} (m ³ /j)	Q _{inc} (m ³ /j)	Q _{moy} (m ³ /j)	Q _{inc} (m ³ /j)	Q _{moy} (m ³ /j)	Q _{inc} (m ³ /j)	Q _{moy} (m ³ /j)	Q _{inc} (m ³ /j)	(Q _{moy} +Q _{inc}) (m ³ /j)
8780	1200	6153	600	350	240	700	240	23550	1200	39533	3480	43013

Conclusion

Dans ce travail on à prendre la consommation d'eau des différentes usines selon les données fournit par l'agence de bassin hydrographique Oran, sachant que dans les zones ou le type d'industrie n'est pas défini, on prévoit environ de 5 litre/jour/m². Puis après une étude détaillée de tous les besoins en eau de la zone industriel, nous avons estimé la consommation moyenne journalière de toutes les catégories (industriel, équipement, espace vert) a **(8780,67m³/j)** et une consommation maximal journalière de **(13698 m³/j)** tout en attribuant à chaque catégorie une dotation.

CHAPITRE III :

Étude du stockage

Introduction :

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques aménagés pour stocker de l'eau. Ils sont placés généralement sur des sommets géographiques pour permettre la distribution de l'eau sous pression.

Dans le cas des réseaux d'eau, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

III.1. Utilité des réservoirs :

Les rôles d'un réservoir se résument comme suit :

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution ;
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe) ;
- Assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Assurer une réserve d'incendie ;
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore ;
- Rôle d'emmagasinement d'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution pendant les heures où la consommation devient importante ;
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas de distribution étagée ;
- Jouer le rôle de relais (Tampon) : assurer l'intermédiaire entre une conduite à écoulement par refoulement et une conduite gravitaire dans le cas où l'on a un écrêtement de la ligne de charge avec le terrain ;

- Régularité dans le fonctionnement du pompage, contrairement au cas d'injection directe dans le réseau où simplification de l'exploitation ;

- Régulariser la pression dans le réseau de distribution ;

- Coordonner le régime d'adduction au régime de distribution.

III.2. Classification des réservoirs :

Les réservoirs sont classés selon :

a) La situation des lieux :

On distingue trois types de réservoirs suivant la situation des lieux :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

b) La nature des matériaux :

On distingue quatre types de réservoirs suivant la nature des matériaux :

- Les réservoirs métalliques ;

- Les réservoirs en maçonnerie ;
- Les réservoirs en béton armé ou ordinaire ;
- Les réservoirs en béton précontraint.

c) Leur forme :

On distingue quatre types de réservoirs suivant leur forme :

- Carré ;
- Rectangulaire ;
- Formes quelconque ;
- Réservoir cylindrique.

d) Rôle joué :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage « réservoir d'eau traitée » ;
- Réservoir terminal ;
- Bâche de reprise ;
- Brise charge ;
- Réservoir d'équilibre ;
- Réservoir tampon.

III.3. Emplacement du réservoir :

- L'emplacement d'un réservoir dépend de la topographie .il doit permettre d'assurer une pression au moment de pointe. Pour cela l'altitude de la cuve (radier) doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique nécessaire au niveau du réseau de distribution.
- Pour déterminer la cote du radier, Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et la plus haute cote piézométrique à desservir. Ce qui définira le type de réservoir a adopter.la cote du radier de la cuve , pourra être augmentera de quelques mètres pour tenir compte d'éventuelles extension futures de l'agglomération.
- Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.
- Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.

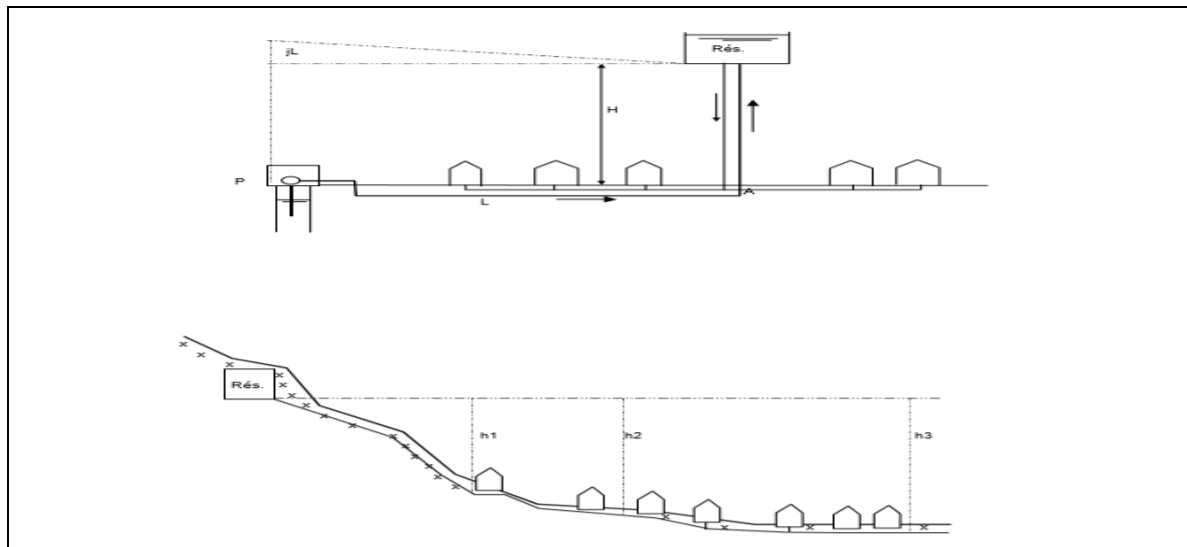


Figure III.1 : emplacement du réservoir.

III.4. Choix du type du réservoir :

Le choix du type est basé sur les avantages suivants :

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

III.5. Les équipements du réservoir :

Un réservoir doit être équipé par :

- Conduite d'arrivée ou d'alimentation (d'adduction) ;
- Conduite de départ ou de distribution ;
- Conduite de vidange ;
- Conduite de trop plein ;
- Conduite de by-pass, dans certain cas ;
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

III.5.1. Conduite d'arrivée ou d'adduction :

De préférence en siphon noyé ou par le bas toujours à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage. Cette arrivée permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

Cette conduite, par refoulement ou gravitaire, doit arriver dans la cuve du réservoir soit :

- Par surverse (par le haut) : la conduite doit arriver à environ 25cm au dessus du niveau maximal pour former un matelas d'air afin d'oxygéner l'eau d'arrivée si elle est pauvre en O₂.
- Par le bas : quand l'eau est oxygénée.
- Par le fond de la cuve : quand l'eau est oxygénée.

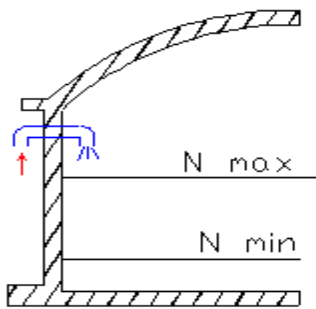


Figure III.2 : Arrivée par surverse (Chute libre).

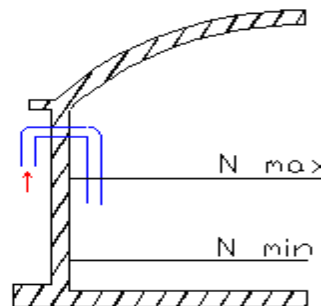


Figure III.3 : Arrivée par surverse (Noyée).

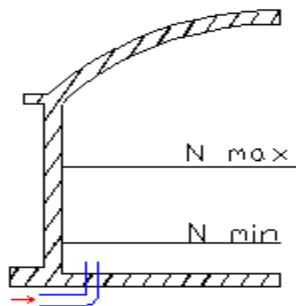


Figure III.4: Arrivée par-dessous (Par le fond).

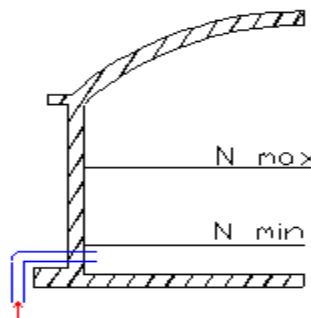


Figure III.5: Arrivée par dessous (Par le bas).

III.5.2. Conduite de départ ou de distribution :

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

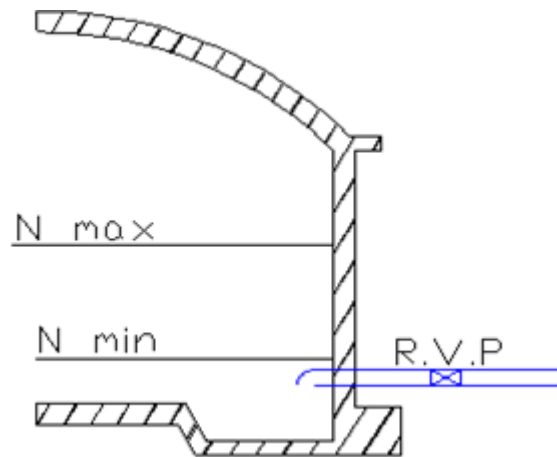


Figure. III.6 : conduite de départ.

III.5.3. Conduite de trop plein:

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

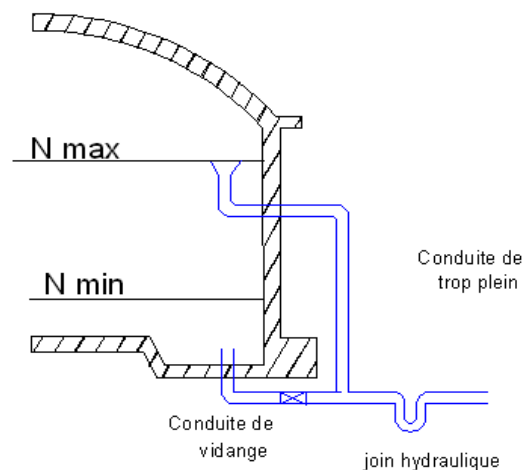


Figure. III.7: conduite de trop plein et de vidange.

III.5.4. Conduite de vidange :

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

III.5.5. Conduite BY-PASS :

Cette conduite est utilisée pour relier la conduite de départ et la conduite d'arrivée. Utile pour maintenir l'alimentation du réseau quand le réservoir est isolé pour son entretien (nettoyage ou de réparation).

En marche normale, les vannes A et C sont ouvertes, la vanne B est fermée ; au contraire, pendant que le réservoir est vide, la vanne B est ouverte et les vannes A et C sont fermées

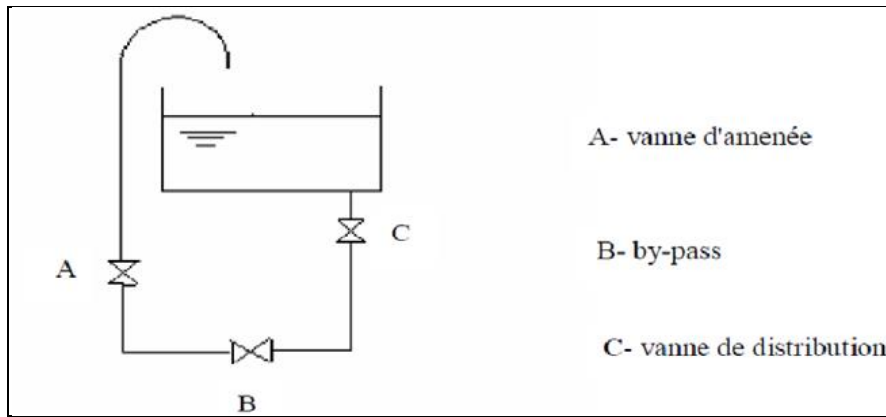


Figure.III.8: conduit BY-PASS.

III.5.6.Système de matérialisation d'incendie :On a deux systèmes:

III.5.6.1.Système à deux prises :

Ce système est rarement utilisé, du fait que la réserve d'incendie étant constamment plein et n'est pas convenablement renouvelé. En temps normal, '1' est fermée et '2' ouverte. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir '1'. Mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

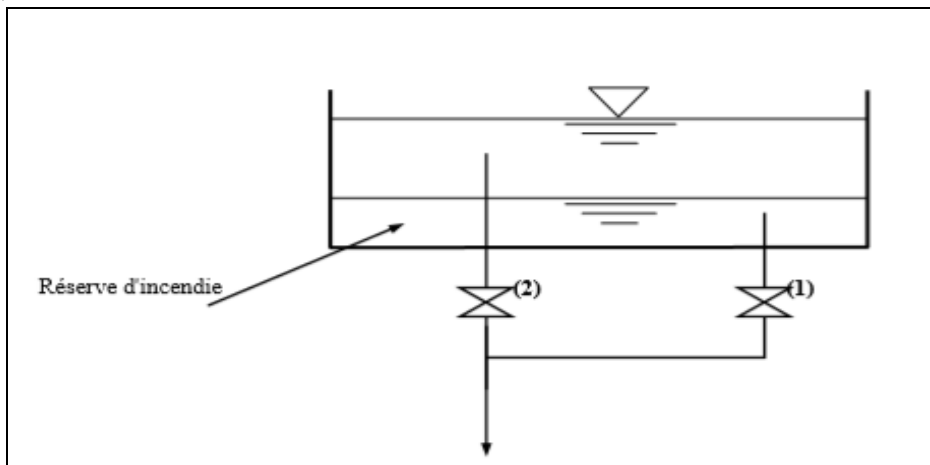


Figure. III.9: Système à deux prises.

III.5.6.2.Système à siphon :

Ce système à l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie quand le niveau atteint son niveau minimum, le siphon se désamorce. En temps normal '1' et '3' ouvertes, '2' fermée. En cas de sinistre, on ouvre la vanne '2'. Cette dernière sera, de préférence, une vanne papillon à ouverture rapide et commandée électriquement.

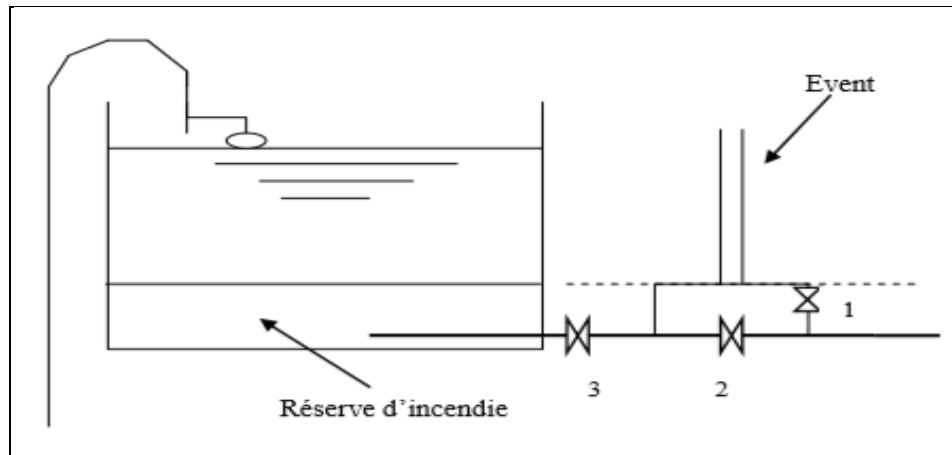


Figure. III.10: Système à siphon.

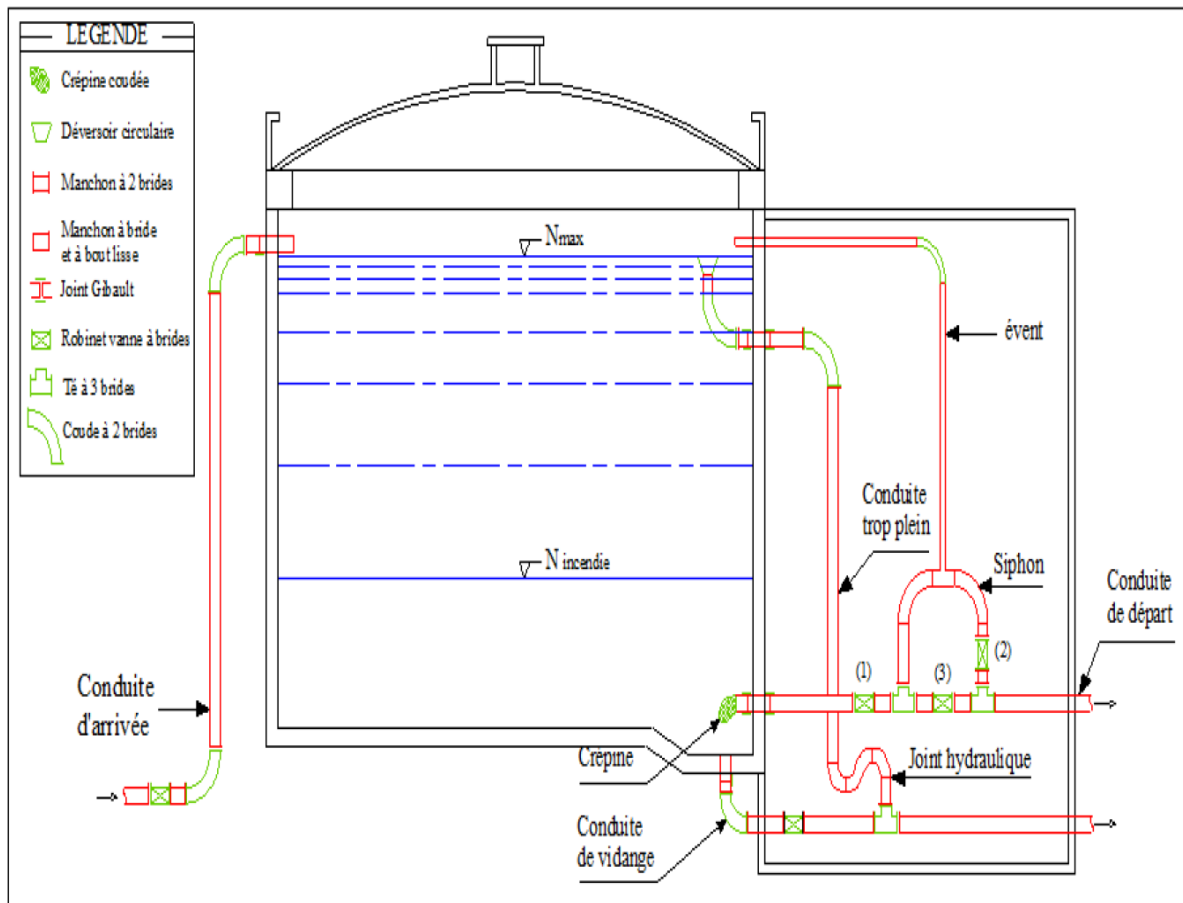


Figure. III.11: Schéma générale de réservoir.

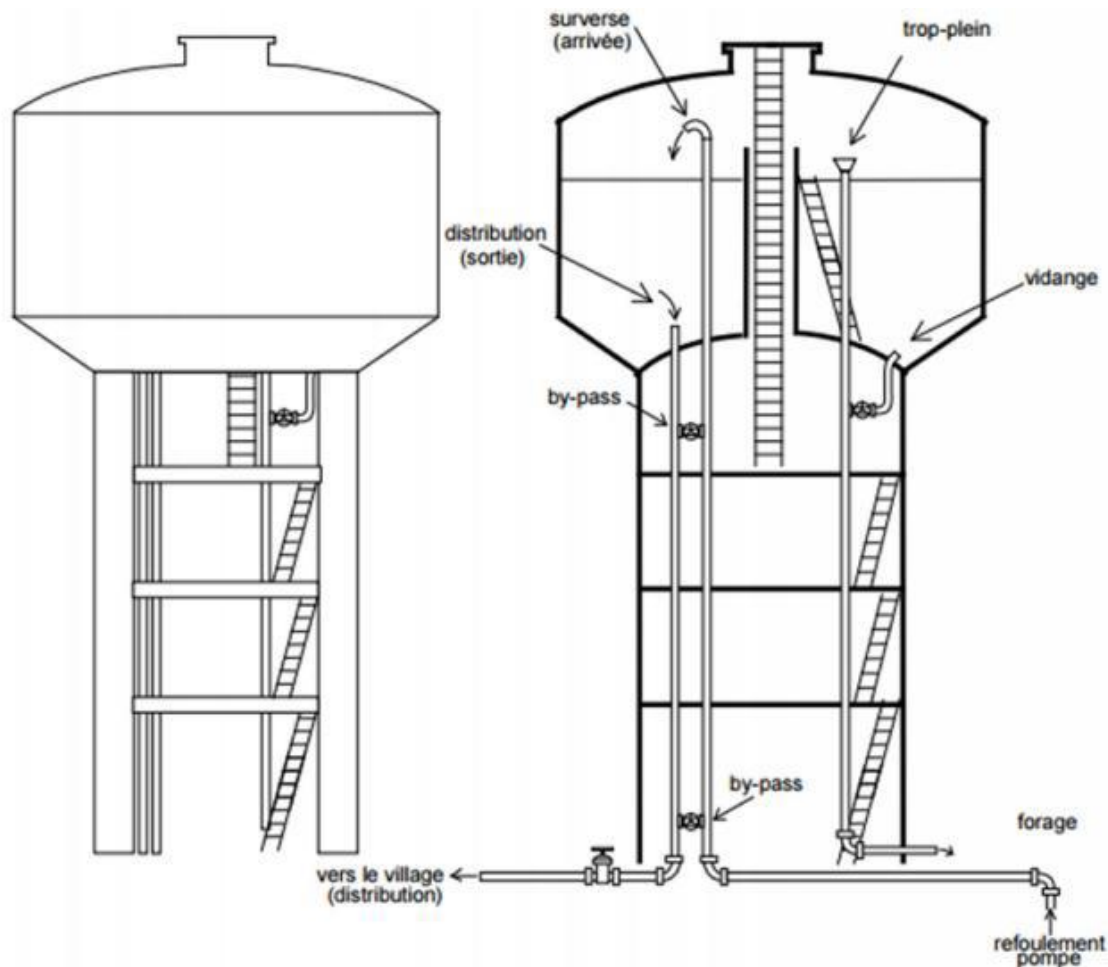


Figure. III.12: Schéma générale de château d'eau.

III.6.Détermination de la capacité du réservoir :

La capacité du réservoir est déterminée en fonction des variations de débit entrant et sortant, et de la consommation journalière de l'agglomération.

La répartition des débits d'apport se fait sur 24 heures dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20 heures dans le cas d'adduction par refoulement.

Le calcul de la capacité peut se faire suivant deux méthodes :

- a) Méthode analytique ;
- b) Méthode graphique.

III.6.1.Méthode analytique :

La détermination de la capacité de réservoir par cette méthode analytique, exige deux régimes distincts. Le régime de consommation de l'industrie caractérisé par le graphique de consommation. Le régime d'apport à partir de la source vers le réservoir.

La capacité sera déduite à partir des résidus, entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure, pendant 24 heures comme le montre le tableau ci-dessous, en ajoutant bien sûr la réserve minimale destinée à l'incendie, estimée à $3480 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le volume qui ressort de ce calcul est comme suit :

$$V_r = \frac{a \cdot Q_{\max j}}{100} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(III.1)}$$

- V_r : capacité résiduelle (m³).
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- $Q_{\max, j}$: la consommation maximale journalière (m³/j).

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

$$V_t = V_r + V_{\text{inc}} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots \text{(III.2)}$$

- V_t : capacité totale du réservoir.
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120

➤ **Détermination du résidu maximum dans les réservoirs :**

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

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

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

Tableau. III.1. distribution journalier sur toutes les heures par la méthode analytique :

Heure	Apports (%)	Distributions (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Volume restant (résidu) (%)
0-1	3.013	1	2.013	-	5.352
1-2	3.010	1	2.010	-	7.362
2-3	3.010	1	2.010	-	9.372
3-4	3.010	1	2.010	-	11.382
4-5	3.113	2	1.113	-	12.495
5-6	3.216	3	0.216	-	12.711
6-7	3.782	5	-	1.218	11.493
7-8	4.816	6.5	-	1.684	9.809
8-9	5.662	6.5	-	0.838	8.971
9-10	5.198	5.5	-	0.302	8.669
10-11	5.096	4.5	0.596	-	9.265
11-12	5.198	5.5	-	0.302	8.963
12-13	5.352	7	-	1.648	7.315
13-14	5.352	7	-	1.648	5.667
14-15	5.198	5.5	-	0.302	5.365

15-16	5.096	4.5	0.596	-	5.961
16-17	5.508	5	0.508	-	6.469
17-18	5.662	6.5	-	0.838	5.631
18-19	3.575	6.5	-	2.925	2.706
19-20	3.421	5	-	1.579	1.127
20-21	3.370	4.5	-	1.13	0
21-22	3.216	3	0.216	-	0.216
22-23	3.113	2	1.113	-	1.329
23-24	3.010	1	2.01	-	3.339
Total	100	100	14.411	14.11 1	-

✓ Le volume utile sera : $V_r = \frac{12.711 \times 47439.6}{100} \Rightarrow V_r = 6030.05 \text{ m}^3$.

Avec $Q_{\max j} = 1.2 \times Q_{\text{moy}} = 1.2 \times 39533 = 47439.6 \text{ m}^3$

✓ La capacité totale sera : $V_t = 6030.05 + 3480 = 9510.05 \text{ m}^3$.

La capacité de stockage global projeté qui sera destiné à l'alimentation en eau potable pour (PARC industriel de Bordjia, Les (02) zones d'activités, L'extension du PARC Industriel de Bordjia). Est de **9510.05 m3**, équivalent de **10000m3**.

III.6.2.Méthode graphique :

Cette méthode est basée sur le tracé des courbes de consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage, en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extrémums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc : $R_{max} = |V|_+ + |V|_- \dots\dots\dots (III.3)$

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

$$V_r = Q_{max.j} \times R_{max} 100 \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots(III.4)$$

Donc le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots(III.5)$$

Avec :

- V_t : capacité totale du réservoir.
- V_{inc} : volume d'incendie.

III.7.Choix du type de réservoir :

- En ce qui concerne la forme des réservoirs, nous optons pour des réservoirs à section circulaire puisque nos volumes sont tous inférieurs à 10000 m³.
- La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m.

III.8.Dimensions des réservoirs à projeter :

➤ **Le diamètre D de la cuve :**

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{h \times \pi}} = 50.46 \text{ m} \approx 51 \text{ m} \dots\dots\dots(III.6)$$

Avec:

- V_n : capacité normalisée du réservoir (m³).
- S : section du réservoir (m²).
- D : diamètre de la cuve (m).
- h : hauteur d'eau (5 m).

➤ **La hauteur de la réserve d'incendie H_{inc} :**

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} = 1.39 \text{ m} \dots\dots\dots (III.7)$$

III.9. Détermination de la capacité de la bache de reprise de la station de pompage (SP)

Le volume utile de marnage est le volume entre le niveau haut de démarrage de la pompe et le niveau bas d'arrêt. Il peut être calculé par la formule suivant :

$$V = \frac{[Q \times (\frac{1}{n})]}{[4 \times (N-1)]} \dots\dots\dots (III.8)$$

Avec :

- n : nombre maxi de démarrages par heures ;
- N : nombre de pompe identiques N=3 (voir chapitre V).

Tableau. III.3: Variation du nombre de démarrage par heure en fonction de la puissance de la pompe.

Nombre de démarrage	4	6	8	10
Puissance de la pompe	<30 Kw	>15 Kw	<8 Kw	<4Kw

Remarque : D’après le tableau III.2 et pour une puissance de **5.68 Kw** (voir chapitre V) on peut retenir **8** démarrages/h

$$AN: V = \frac{[1200 \times (\frac{1}{8})]}{[4 \times (2-1)]} = 37.5 \text{ m}^3$$

Le volume utile de la bache de reprise sera majoré de 30% : donc V_{bache} : **48.75 m³**
On choisit un volume normalisée de **50 m³**.

III.9. 1. Dimensionnement de la bache de reprise de la station de pompage (SP) :

➤ **Le diamètre D de la cuve :**

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{h \times \pi}} = 3.56 \text{ m} = 4 \text{ m}$$

- V_n : capacité normalisée du réservoir (m3).
- S : section du réservoir (m2).
- D : diamètre de la cuve (m).
- h : hauteur d’eau (5 m).

Conclusion :

Pour satisfaire les besoins en eau potable pour (PARC industriel de Bordjia , Les (02) zones d’activités, L’extension du PARC Industriel de Bordjia). On a projeté un réservoir de stockage de capacité de 10000 m3. Le réservoir projeté de type semi enterrés, leur emplacement est dicté par la topographie et par la configuration du réseau de distribution.

CHAPITRE IV :

Adduction

Introduction :

Le transport est nécessaire entre le point de captage et le point d'utilisation ; dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

IV.1. Définition :

L'adduction est le procédé qui permet de transporter des débits d'eau depuis les zones de captage (sources, forage, puits, barrage, ...etc.) jusqu'au point de stockage ou de distribution (réservoirs, bâches d'eau, ...etc.). Elle peut être soit entièrement gravitaire, soit par refoulement et soit mixte (refoulement-gravitaire). Ceci en fonction du relief Ce dernier nous oblige à placer certains accessoires :

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

Notre adduction est gravitaire relie le réservoir projeté situé à FORNAKA de cote du terrain naturelle 100m vers la chambre des vannes du parc industriel de cote du terrain naturelle 12.59 m.

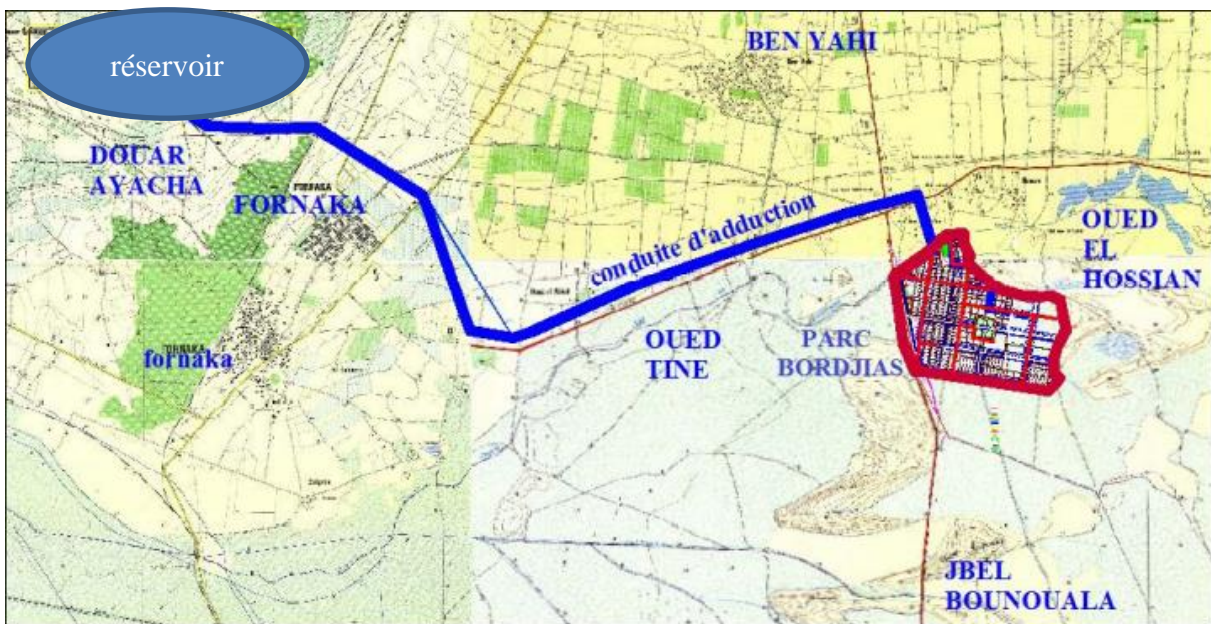


Figure IV.1: Situation De Conduite D'amenée et réservoir de stockage

IV.2.Types d'adduction :

D'après leurs fonctionnements, les canalisations d'amenée ou adduction peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;

- Adduction mixte.

IV.2.1. Adduction gravitaire :

Dans l'adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération. Ce type d'adduction ne fait intervenir que le seul travail de la pesanteur.

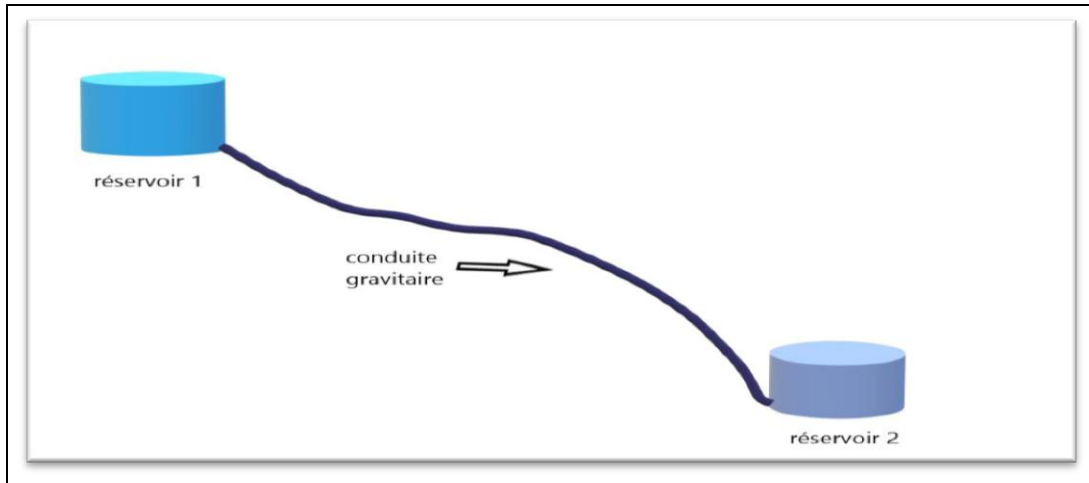


Figure IV.2: adduction gravitaire.

IV.2.2. Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation. Les eaux du captage sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.

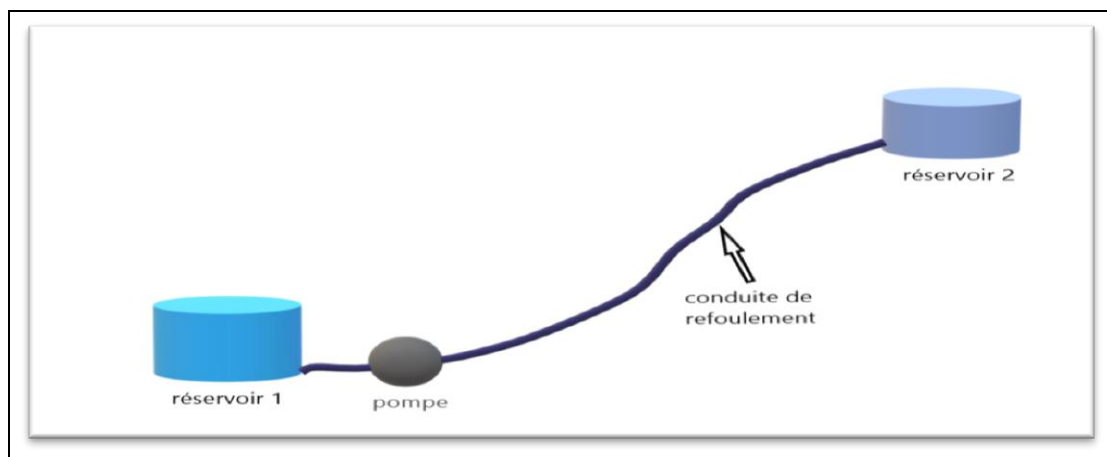


Figure IV.3: Adduction par refoulement

IV.2.3. Adduction mixte :

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

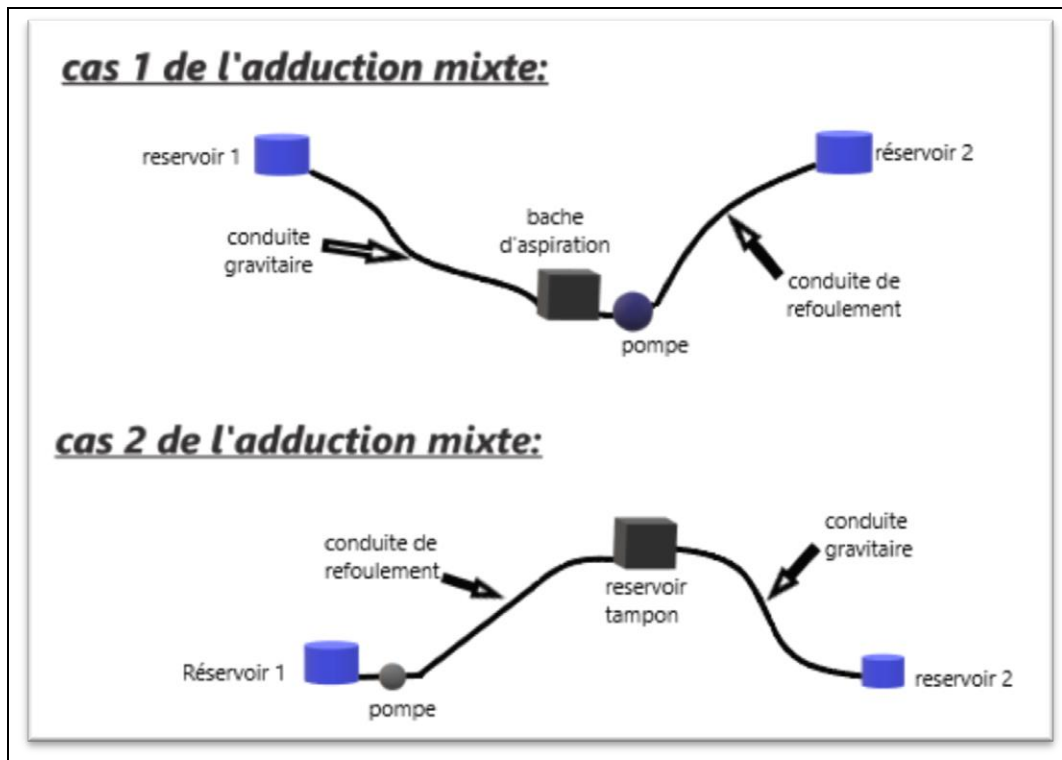


Figure IV.4: schéma simplifié de l'adduction mixte.

IV.3. Critères de choix de tracé :

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction qui doit :

- Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
- Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage de pompage.
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - ❖ Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - ❖ Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- Nous devons toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

• Du point de vue économique, on sait que plus le diamètre de la conduite de refoulement augmente plus les pertes de charges et les frais d'exploitation diminuent, et le contraire est vrai aussi. Par contre plus le diamètre augmente plus le prix augmente aussi, donc pour toutes ces raisons-là, on doit rechercher le profil en long le plus court possible et éviter la multiplication des ouvrages coûteux (traversés de rivière, route, etc....).

IV.4. Profil d'une Adduction :

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement et la ligne piézométrique de cette dernière. Il est établi à partir d'un levé de terrain naturel. On y reporte en x les distances, en y les altitudes. Il est indispensable de choisir une échelle différente pour chacun des axes de façon à bien visualiser les reliefs le long du tracé. (Voir le plan).

Le choix d'un profil en long poursuit trois objectifs :

- 1) Minimiser les terrassements à l'exécution ;
- 2) Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative ou préventive ;
- 3) Évacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont :
 - ❖ La réduction de débit
 - ❖ Le gaspillage d'énergie
 - ❖ Les coups de bélier.

IV.5. La ligne piézométrique :

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé de la conduite. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction. (Voir le plan).

IV.6. Choix des types des conduites :

Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité

- sur le plan technique dépend de plusieurs critères, parmi lesquels
 - Le diamètre ;
 - La pression supportée ;
 - Les conditions d'installation ;
 - Le type de sol ;
 - Le revêtement ;
 - La résistance aux attaques chimiques (corrosion interne et externe et microbiologique)
- Sur le plan économique, cette faisabilité dépend essentiellement de :

- La disponibilité ;
 - La durée de vie ;
 - Le prix unitaire.
- Parmi les conduites utilisées on cite :
- Tuyaux métalliques (Acier, Fonte, Fonte ductile) ;
 - Tuyaux à base de ciment (Béton, Béton armé, Béton précontraint) ;
 - Tuyaux en matières plastiques (PVC, PEHD, PEBD).

Remarque : Dans notre projet, nous avons opté pour les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD), en raison des avantages qu'elles présentent :

- ✓ Très économiques ;
- ✓ Cycle de vie minimum 50 ans ;
- ✓ Disponibilité sur le marché (production locale) ;
- ✓ Permettre une pose simple et adéquate (poids faible) ;
- ✓ Résistance à des grandes pressions (> à 20 bars) ;
- ✓ Réduction des pièces spéciales ;
- ✓ Adaptation aux terrains accidentés ;
- ✓ Une très faible rugosité (conduite lisse) ;
- ✓ L'assemblage des tuyaux en PEHD se fait par le soudage bout à bout, c'est une technique d'assemblage des thermoplastiques par la fusion des extrémités de deux éléments tubulaires au moyen d'une plaque chauffant.

IV.7.Principe de calcul :

Quatre paramètres interviennent pour le calcul des conduites d'adduction gravitaire :

- Le débit Q ;
- La perte de charge ΔH ;
- La vitesse V ;
- Le diamètre D .

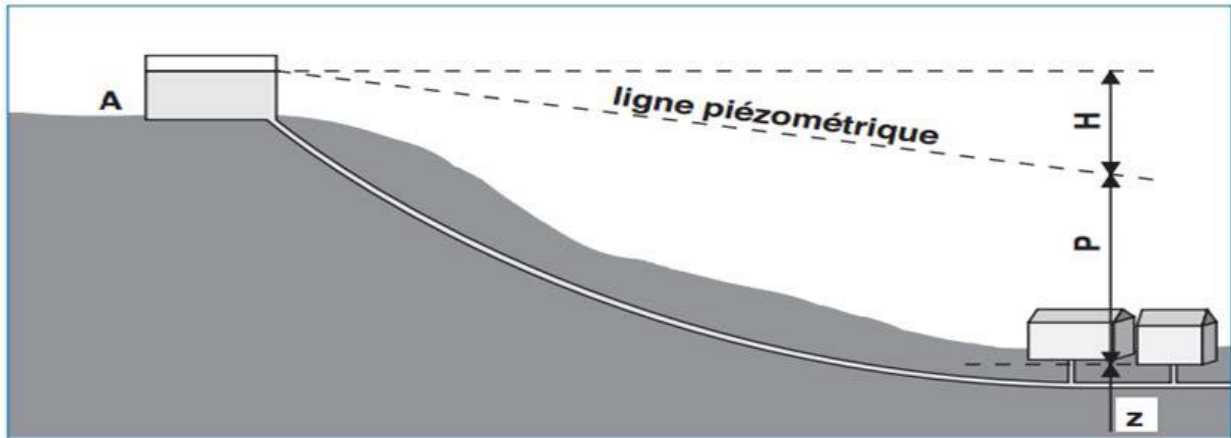


Figure. IV.7: présente la ligne piézométrique dans un écoulement gravitaire

$$\Delta H = \text{différence de niveau} = \text{Charge Disponible.}$$

ΔH désigne également la perte de charge dissipée le long de la conduite de longueur « L ».

IV.7.1. Pertes de charge totales :

Sachant que l'écoulement est variable suivant le régime et la nature du matériau de la conduite, Pour cela on fait intervenir certains coefficients (β, m) qui tiennent compte de cela moyennant une formule approchée soit de DARCY-WEISBAKH :

$$\Delta H_t = \frac{K' \times L \times Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots (IV.1)$$

Avec:

- Q : le débit véhiculé dans la conduite ($0.498 \text{m}^3/\text{s}$) ;
- L : Longueur de la conduite d'amenée (du Réservoir jusqu'a le nœud -A-) tirée à partir du levé topographique (8015m) ;
- g : la force de la pesanteur ($9,81 \text{m/s}^2$) ;
- K' : résistance par mètre linéaire ;
- β : exposant tenant compte du régime d'écoulement ;
- m : exposant tenant compte du type du matériau.

Ces coefficients sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Coefficients K', m et β pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	M	B
Acier et fonte	0,001735-0,00179	5,1 - 5,3	1.9-2
Plastique	0,001052	4,772	2

Dans notre cas, on prend : $K'=0,001052$; $\beta= 2$; $m=4.772$

IV.7.2.Pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (coude, vannes...). On considère que la perte de charge singulière ΔH_s est estimée à 15 % de la perte de charge linéaire ΔH_L

$$\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_L \dots \dots \dots (IV.2)$$

IV.7.3.Calcul de la charge disponible entre le point A et le réservoir :

$$\Delta H_d = CTP.R - CP.A \dots \dots \dots (IV.3)$$

Avec :

- ΔH_d : la charge disponible ;
- CP.A : la côte piézométrique du point A ;
- CTP.R : la côte du trop-plein du réservoir.

$$\Delta H_d = \Delta H_t = 100 - 81 = 19 \text{ m}$$

IV.7.4.Détermination du diamètre :

En appliquant la formule universelle de perte de charge de DARCY-WEISBAKH :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K.L.e.Q^{\beta}}{\Delta H}}$$

Tel que $L_e = 1,15 \times L_g \Rightarrow L_e = 1,15 \times 8015 = 9217.25 \text{ m}$

Donc on trouve :

$$D_{av} = 0,748 \text{ mm} \Rightarrow DN = 800 \text{ mm}$$

IV.7.5.Vérification de la vitesse de refoulement :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \dots \dots \dots (IV.4)$$

Tableau IV.2 : calcul des vitesses pour les diamètres Normalisés.

D (mm)	Q (m ³ /s)	S (m ²)	V (m/s)
700	0.498	0.385	1.99
800	0.498	0.503	1.09
1000	0.498	0.785	0.63

Pour une vitesse :

$V < 0,5$ m/s ; risque de dépôt et acheminement de l'air difficile vers les points hauts.

$V > 2$ m/s ; accroissement du risque de dégradation de la conduite et du coup de bélier.

Remarque : le diamètre 800 mm donne une vitesse idéale pour notre adduction.

Le diamètre de la conduite d'amenée provenant du réservoir projeté vers la chambre de vanne (appelé nœud -A-) est de Ø800mm donne une vitesse idéale pour notre adduction.

$$\text{Ø}_{\text{extérieur}} 800\text{mm} \longrightarrow E_{\text{p}_{\text{intérieur}}} = 72,6\text{mm} \longrightarrow \text{Ø}_{\text{intérieur}} = 727.4\text{mm}$$

IV.7.6.Pression au Nœud (A) chambre de vanne :

$$P_s (A) = CP - CTN (A) \dots\dots\dots (IV.5)$$

Avec

- Cp : côte piézométrique du réservoir soit ; $CP = CTP - \Delta H$;
- CTP : cote du trop-plein de réservoir soit ; $CTP = 100.00\text{m}$;
- CTN : cote du terrain naturel du nœud (A) ; $CTN_{(A)} = 12,59\text{m}$;
- ΔH : Perte de charge linéaire dans la conduite d'amenée ;
- ΔH_t : perte de charge totale donnée par la formule de Darcy-Weisbach.

Alors:

$$CP (A) = 100 - 19 \longrightarrow CP = 81\text{m}$$

$$P_s (A) = 81 - 12,59 \longrightarrow P_s (A) = 68,41 \text{ m}$$

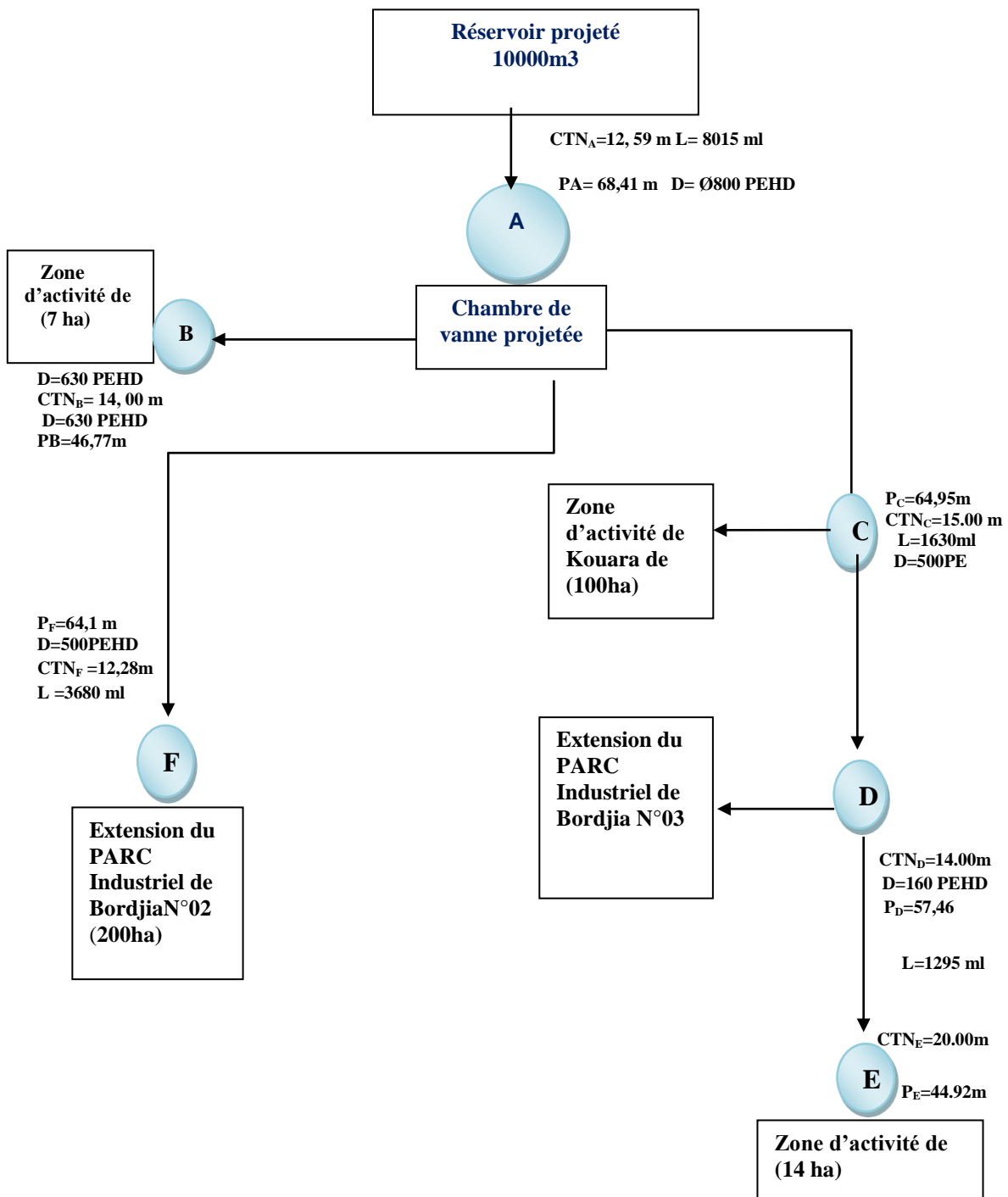


Figure IV.8 : Schéma synoptique des caractéristiques du point de piquage

IV.8. Equipement an ligne :**IV.8.1. Les ventouses**

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

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



Figure. IV.9 : Ventouse automatique

IV.8.2. Les vidanges :

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

IV.8.3. Robinets vannes :

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale, permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres. Parmi les différentes vannes qui existent, on distingue :

- Vanne papillon

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.



Figure. IV.10: Vanne papillon automatisée.

➤ **Vanne à opercule :**

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne.



Figure. IV.11: Vanne opercule.

➤ **Clapets :**

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de colonne d'eau).

Conclusion :

Le PARC industriel de Bordjia sera alimenté à partir d'une conduite d'amenée Ø800 PEHD provenant du Réservoir projeté 10 000m³ ; qui sera implanté dans un point haut sur cote 100.00 m au niveau de la commune de Fornaka pour assurer une bonne pression au réseau de distribution et incendie.

Nous avons étudié une adduction gravitaire sur un linéaire total de 40638 m ; les conduites étant PEHD également.

CHAPITRE V :

Étude du pompage

Introduction :

L'ingénierie de l'homme et la difficulté de transporter de l'eau d'un niveau bas à un niveau haut l'ont incité à créer une machine qui transforme l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe.

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe adéquate à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit et la hauteur manométrique totale, appelés par le réseau, en tenant compte des conditions de bon fonctionnement.

V.1. Définition :

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

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- Horizontal ;
- Vertical ;
- Oblique.

V.2. Critères de l'emplacement de la station de pompage :

Pour l'emplacement de la station de pompage on doit respecter les critères suivants :

- ✓ Eviter les zones instables (sismiques et inondables) ;
- ✓ Il faut respecter les normes de distances ;
- ✓ Pour les terrassements et pour l'implantation de la station de pompage il est nécessaire de :
 - a) Prévoir d'accès pour tous les ouvrages ;
 - b) Prévoir une plate-forme avec un revêtement routier ;
 - c) Utiliser les moyens de dérivation des eaux pluviales (drainage) ;
 - d) Prévoir une cote du planché de rez de chaussée de telle manière à dépasser celle de plate-forme de 0,15 à 0,5 m ;
 - e) Prévoir la verdure autour de la station de pompage pour l'environnement.

V.3. Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

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

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, nous utilisons, en première étape, le logiciel nommé CAPRARI. Il permet de déterminer avec précision les caractéristiques de différentes pompes en fonction du débit et de la hauteur manométriques voulue.

V.4. Couplage des pompes :

On distingue deux types de couplages des pompes :

1. Le couplage en série :

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.

2. Le couplage en parallèle :

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes

V.5. Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

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

V.6. Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges :

V.6.1. Le débit(Q) :

Le débit fourni par une pompe centrifuge est le volume refoulé pendant l'unité de temps. Il s'exprime en mètres cubes par seconde (m³ /s) ou plus pratiquement en mètres cubes par heure (m³/h).

V.6.2. La hauteur manométrique :

On appelle hauteur manométrique d'une pompe, l'énergie fournie par la pompe par unité de poids du liquide qui la traverse. Elle s'exprime en mètre (m) et se détermine par la formule suivante :

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_t \dots\dots\dots(V.1)$$

H_g = côte de pompe – côte de Peteau d'incendie plus loin+10=10.7+10-12.7=10m

Avec :

- H_{MT}: La hauteur manométrique totale en (m) ;
- H_g: La hauteur géométrique en (m) ;
- ΔH_t: Pertes de charge totale (m).

Remarque : 10 m pour assurer une pression de 1 bar pour chaque poteau d'incendie.

V.6.3. Les puissances :

On distingue deux types de puissance :

a) La puissance absorbée par la pompe (Pa) :

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW).

$$Pa = \frac{g \times H_{MT} \times Q}{\eta} \dots \dots \dots (V.2)$$

b) La puissance utile(Pu) :

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, elle est donnée par :

$$Pu = g \times H_{MT} \times Q \dots \dots \dots (V.3)$$

Avec :

- Pu : puissance utile par la pompe (KW).
- Q: Débit refoulé (m3/s).
- HMT : hauteur manométrique totale (M.C.E).
- g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s2).

V.6.4.Le rendement :

C'est le rapport entre la puissance utile Pu et la puissance absorbée par la pompe Pa, noté η

$$\eta = \frac{Pu}{Pa} \dots \dots \dots (V.4)$$

V.7. Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges :

Les performances des pompes peuvent être représentées principalement par trois courbes qui sont :

➤ **La courbe hauteur-débit « H=f(Q) »**

Elle représente les hauteurs manométriques totales fournies par la pompe en fonction du débit refoulé.

➤ **La courbe rendement-débit « η=f(Q) »**

Cette courbe représente les valeurs du rendement de la pompe en fonction du débit refoulé.

➤ **La courbe de la puissance absorbée « P=f(Q) »**

Elle représente la variation de la puissance absorbée en fonction du débit refoulé par la pompe.

V.7.1. Point de fonctionnement des pompes :

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

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

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

➤ Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole de la fonction suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \dots \dots \dots (V .5)$$

Avec :

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

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \dots \dots \dots (V .6)$$

Avec :

- Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \dots \dots \dots (V .7)$$

- L : longueur de la conduite (m) ;
- Q : débit refoulé par la pompe (m3/s) ;
- D : diamètre de la conduite;
- g : accélération de la pesanteur (m2/s).
- λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement. Il est obtenu par la formule de Nikuradzé suivante :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \text{ Ln } ks)^{-2} \dots \dots \dots (V .8)$$

- ks : rugosité absolue de la conduite ;

La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau.

$$ks = k_0 + \alpha T \dots \dots \dots (V .9)$$

Avec :

- k_0 : rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,8 mm (voir l'annexe V) ;
- α : Vieillesse déterminé à partir de l'abaque de « PETER- LAMONT » $\alpha = 0,02$ mm/an (voir l'annexe III.2)
- T : temps de service, $T= 30$ ans.

Alors :

$$ks = 0,8 + 0,02 \times 30 = 1,4 \text{ mm.}$$

V.7. 2.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 :

$$\eta_{ap,van}^{ins} = \eta_{av,van}^{ins} \times \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \dots \dots \dots (V.10)$$

Avec :

- $\eta_{ap,van}^{ins}$: Rendement de l'installation après le vannage (%) ;
- $\eta_{av,van}^{ins}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%) ;
- H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m) ;
- h_v : la différence entre la hauteur HC' et la hauteur appelée.

$$h_v = HC' - H_{app} \dots \dots \dots (V.11)$$

HC' : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe [H – Q] (m).

➤ **Rognage** : C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue de la pompe de telle Façon à refouler le débit appelé.

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} Q \dots \dots \dots (V.12)$$

- 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 :

$$d = \emptyset \times \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} \dots \dots \dots (V.13)$$

- Q : débit correspondant au point au point homologue au point de fonctionnement.
- \emptyset : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;
- d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

❖ **Rendement de rognage**

$$R = (1-m) \times 100 \dots \dots \dots (V.14)$$

- R : rendement de rognage (%) ;
- m : coefficient de rognage ;

$$m = \sqrt{\frac{Q_{app}}{Q}} \dots \dots \dots (V.15)$$

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 :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t \dots \dots \dots (V.16)$$

Avec :

- t : Temps prévu de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;
- t' : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour (h) ;
- Q_{pf}: Débit correspondant au point de fonctionnement de la pompe (m³/h) ;

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

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.**

Remarque :

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

➤ Dans notre cas, les modes de réglage à étudier sont le vannage, la diminution du temps de Pompage et le rognage si le nombre de cellules est inférieur à cinq.

➤ si on tombe dans un cas où Q_{pf} ≈ Q_{app} ce n'est pas la peine de faire un réglage.

V.8. Etude de pompage :

Nous proposons de faire l'étude de pompage par les deux logiciel CAPRARI et KSB après nous comparons les résultats obtenus par ces deux logiciel.

V.8.1. Etude de pompage par logiciel CAPRARI :

La SP refoule un débit d'incendie 13.89 l/s, pour une HMT de 29 m et $H_g = 10\text{m}$ On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

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

N	Qappelé (l/s)	Type de pompe	η (%)	HMT appelé (m)	Vitesse (tr/min)	Nombre d'étage	Pabs (kw)	NPSH)r (m)
01	14.4	P8B/3/20/2E	74.8	29	2900	2	5.68	5.13
02	7.12	P6G/3/20/4D	70	29	2900	4	3.01	3.24
03	4.92	P6M/3/20/3B	63.7	29	2900	3	2.37	3.15

Avec:

- n : nombre de pompe ;
- Q appelé : le débit de la pompe ;
- HMT : hauteur manométrique totale de la pompe ;
- η : rendement de la pompe ;
- Pabs : la puissance absorbée par la pompe ;

(NPSH)r : « Net Positive Section Head » ou « charge net d'aspiration requise ». c'est une donnée fournie par le constructeur de la pompe.

A partir du tableau (V.1) des variantes proposées, et les critères qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe. Nous optons une pompe et une pompe de secours.

Ces deux (2) pompes sont identiques et parallèle de type P8B/3/20/2E.caprari.

V.8.1.1. caractéristique techniques du pompe :

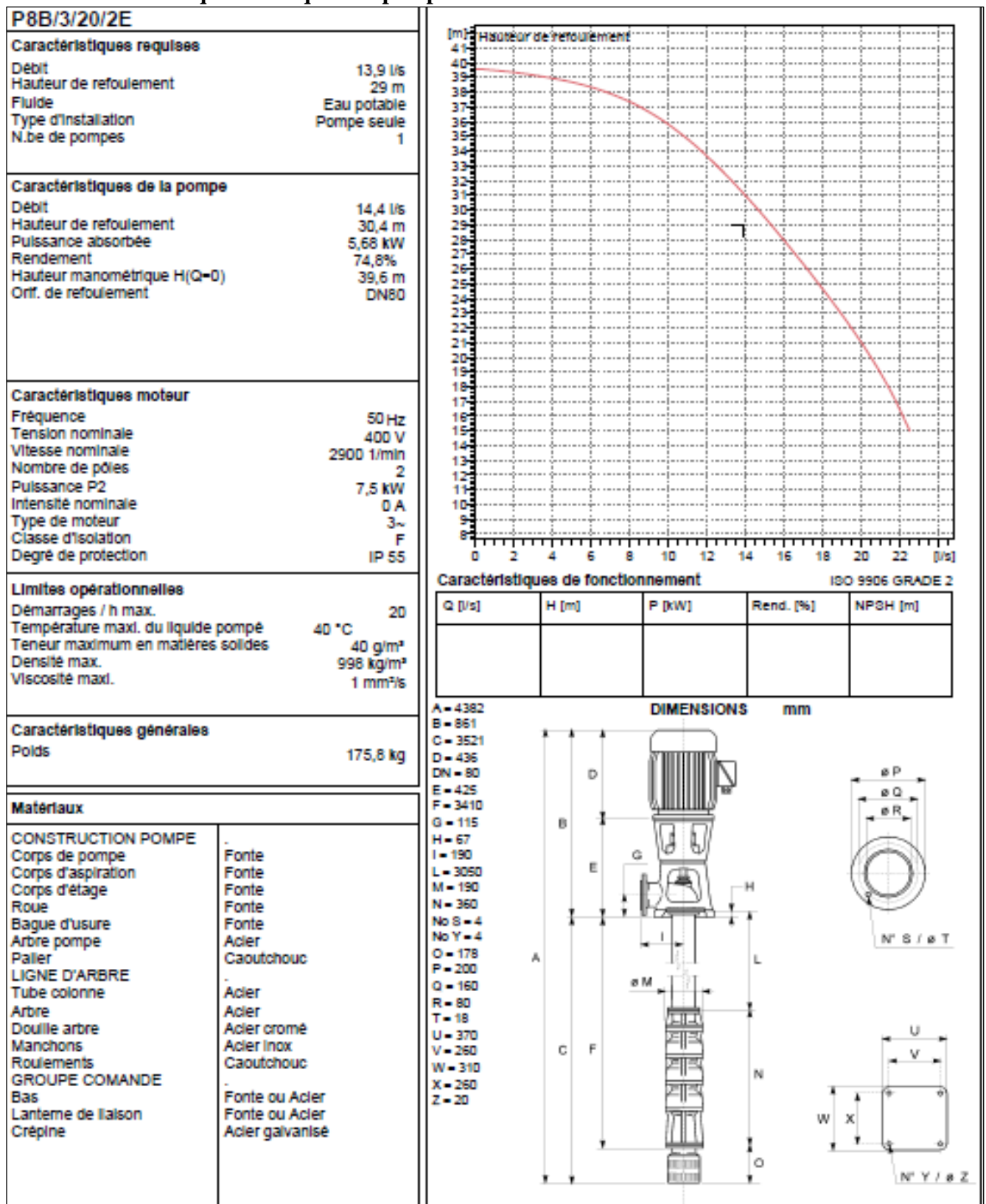


Figure V.1 : caractéristique techniques du pompe

V.8.1.2. Courbe caractéristique des pompes :

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

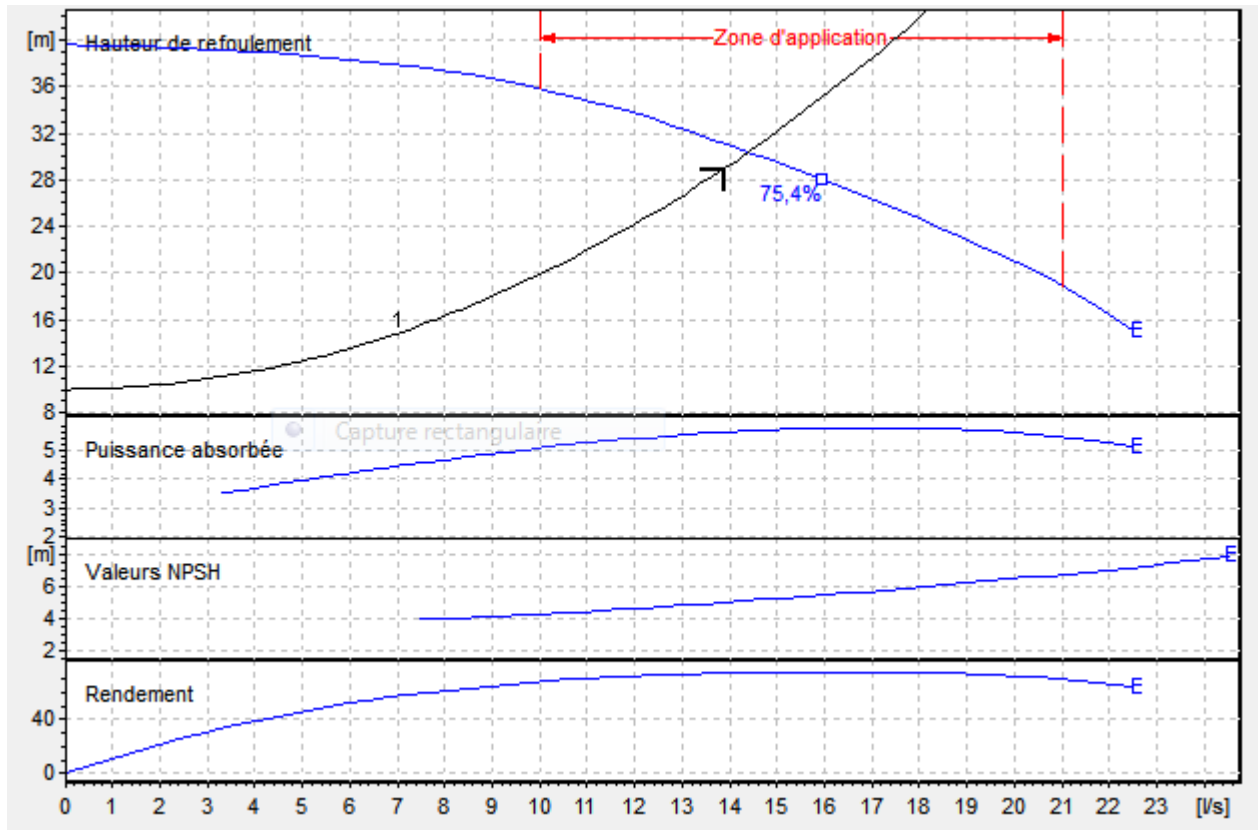


Figure V.2: Les courbes caractéristiques de la pompe du SP1 de type P8B/3/20/2E.CAPRARI.

V.8.1.3. Point de fonctionnement des pompes :

➤ **Courbe caractéristique de la conduite :**

Tableau V.2 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement (SP – réservoir).

N°	Q (l/s)	Hg (m)	Lref (m)	Dec (m)	λ	Δh_{Plin} (m)	Δht (m)	Hc (m)
1	0	10	8015	0.7	0.0238	0	0	10
2	3	10	8015	0.7	0.0238	0.001	0.0011	10.001
3	6	10	8015	0.7	0.0238	0.0033	0.00363	10.004
4	9	10	8015	0.7	0.0238	0.0076	0.00836	10.008
5	12	10	8015	0.7	0.0238	0.0134	0.01474	10.015
6	15	10	8015	0.7	0.0238	0.0211	0.02321	10.023
7	18	10	8015	0.7	0.0238	0.0304	0.03344	10.033

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure V.3.

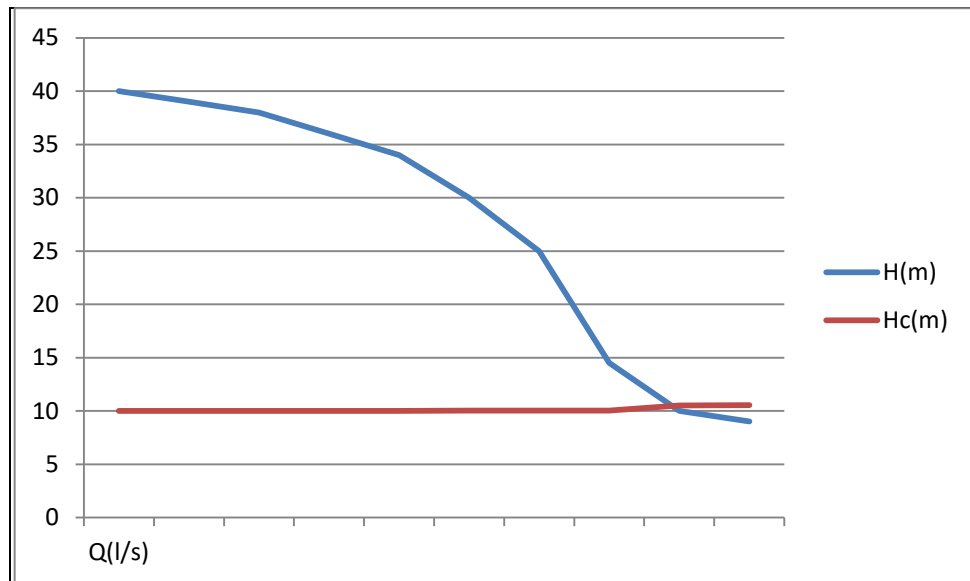


Figure V.3: Point de fonctionnement de pompe de la station SP

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

- ✓ $Q_{pf} = 25 \text{ l/s} > Q_{app} = 14.4 \text{ l/s}$
- ✓ $H_{pf} = 11 \text{ m} < H_{app} = 29 \text{ m}$

Interprétation :

Le débit au point de fonctionnement supérieure au débit appelé et la hauteur manométrique Inferieur à la hauteur manométrique appelé, exprime la pompe nécessite une adaptation aux conditions de fonctionnement s'impose.

On corrige cet excès par un des modes de Réglage suivants :

1/ la réduction de la vitesse de rotation :

D'après la loi de similitude La nouvelle vitesse de la pompe sera:

$$\frac{Q_{pf}}{Q_{app}} = \frac{n}{N} \rightarrow n = \frac{N \times Q_{app}}{Q_{pf}} = 2900 \times \frac{14.4}{25} = 1670.4 \text{ tr/min}$$

- N: la vitesse initiale de la pompe.
- n: la nouvelle vitesse de la pompe.

2/ vannage :

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

$$\eta_{ap,van}^{ins} = \eta_{av,van}^{ins} \times \frac{H_{app}}{H_{app}+h_v} = 74.8 \times \frac{29}{29+1} = 0.966 \approx 97\%$$

Ou $h_v = H_C' - H_{app} = 30 - 29 = 1\text{m}$

Avec :

- $\eta_{ap, van}^{ins}$: Rendement de l'installation après le vannage (%);
- $\eta_{av, van}^{ins}$: Rendement de l'installation avant le vannage (%);
- H_{app} : Hauteur manométrique appelée (m);
- h_v : la différence entre la hauteur H_C' et la hauteur appelée.
- H_C' : Hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique

Donc, la nouvelle puissance absorbée est calculée comme suite :

$$p_{abs} = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta}$$

- Q : le débit refoulé par une seule pompe en (m³/s).
- HMT : la hauteur de refoulement en (m).
- η : le rendement de la pompe en (%).
- Sachant que 'Q' représente le débit refoulé par une seule pompe est :

$$Q = \frac{Q_{app}}{n} = 14.4 \text{ l/s} = 51.84 \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec :

- Q_{App} : le débit demandé (m³/h).
- n : le nombre de pompes en parallèle, pour notre cas ($n = 1$).

$$p_{abs} = \frac{9.81 \times 51.84 \times 29}{0.97 \times 3600} \Rightarrow p_{abs} = 4.22 \text{ kW}$$

3/ Diminution de temps de pompage :

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

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t = \frac{14.4}{25} \times 24 = 13 \text{ h } 49 \text{ min } 26 \text{ sec}$$

Avec :

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

La nouvelle puissance absorbée par la pompe sera, sachant que 'Q' représente le débit refoulé par une seule pompe est :

$$Q = \frac{25}{1} = 25 \text{ l/s} = 90 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$p_{abs} = \frac{9.81 \times 90 \times 29}{0.97 \times 3600} \Rightarrow p_{abs} = 7.33 \text{ kW}$$

4/ Rognage :

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

$$H = \frac{H_{app}}{Q_{app}} Q = \frac{29}{14.4} Q \Rightarrow H = 2.01Q$$

- Q_{app} : débit demandé ou débit appelé ;
- H_{app} : hauteur manométrique totale appelé (m).

Le débit de point d'intersection 'E' (point homologue) est $Q_E = 59.4 \text{ m}^3/\text{h}$ (D'après Figure V.4).

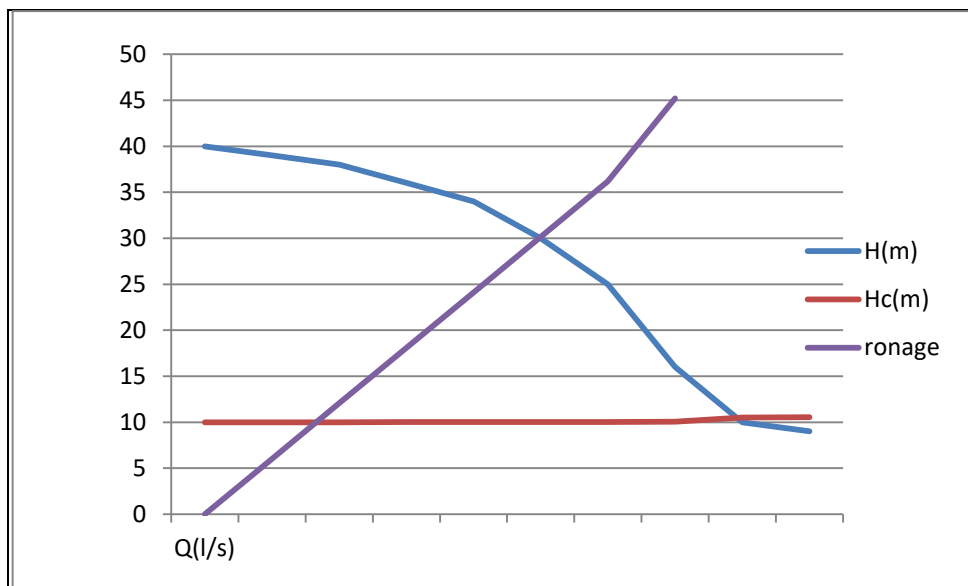


Figure V.4 : La droit de Ronage.

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

$$d = 80 \times \sqrt{\frac{51.84}{59.4}} = 75 \text{ mm}$$

- Q : débit correspondant au point homologue au point de fonctionnement.
- \emptyset : diamètre extérieur de la roue avant le rognage;
- d : diamètre extérieur de la roue après le rognage (mm).

❖ Rendement de rognage

$$m = \sqrt{\frac{51.84}{59.4}} = 0.934$$

$$R = (1 - 0.934) * 100 = 6.5\%$$

- R : rendement de rognage (%) ;
- m : coefficient de rognage.

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

Le rendement après rognage est : **79 %** (figure V. 3).

La puissance absorbée :

$$p_{abs} = \frac{9.81 \times 59.4 \times 29}{0.79 \times 3600} \Rightarrow p_{abs} = 5.94 \text{ kw}$$

Interprétation : D’après les résultats nous optons pour le réglage par vannage car ce mode nous assure un meilleur rendement et une puissance absorbée plus faible

V.8.1.4.Choix du moteur électrique :

a. Critères de choix du moteur électrique :

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- ✓ Puissance absorbée minimale ;
- ✓ Position de l’arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- ✓ Tension d’alimentation.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

b. Vitesse de rotation du moteur :

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/min} \dots\dots\dots(V .17)$$

Avec :

- **N_m** : Vitesse de rotation du moteur (tr/min) ;
- **N_p** : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min) ;

c) Puissance fournie par le moteur :

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

$$P_m = \frac{\varpi \times Q_{app} \times HMT \times K}{\eta_P \times \eta_{acc} \times \eta_m} \dots\dots\dots (V .18)$$

Avec :

- **P_m** : Puissance du moteur (watt);
- Poids volumique de l’eau, $\varpi = 9810 \text{ N/m}^3$;
- **Q_{app}** : Débit refoulé par une seule pompe (m³/s) ;
- **HMT** : hauteur manométrique totale minimum (m);
- **η_P** : Rendement de la pompe ;
- **η_{acc}** : Rendement de l’accouplement, $\eta_{acc} = 93 \%$;
- **η_m** : Rendement du moteur, $\eta_m = (92-95)\%$;
- On prend : $\eta_m = 92\%$;
- **K** : Coefficient de correction de puissance, il fonction de la puissance de la pompe.

Tableau V.3 : Coefficient de correction en fonction de la puissance.

P_{abs} (kw)	1 – 2	2 – 10	10 – 50	50 – 100	100 – 200	> 200
K	2	2 – 1,3	1,3 – 1,2	1,2 – 1,1	1,1 – 1,05	1,05

d) Caractéristiques de moteur :

- ✓ Fréquence : 50Hz
- ✓ Tension nominale : 400V
- ✓ Vitesse nominale : 2900 tr/min
- ✓ Nombre de pôles : 2
- ✓ Puissance nominale P2 : 7.5KW
- ✓ Intensité nominale : 0A
- ✓ Type de moteur 3~
- ✓ Classe d'isolation F
- ✓ Degré de protection IP68 IP55

V.8.2. Etude de pompage par logiciel KSB :

La SP refoule un débit d'incendie 13.89 l/s, pour une HMT de 29 m et H_g= 10m On note le nombre, le type et les caractéristiques des pompes dans le tableau suivant :

Tableau V.4: Caractéristique des pompes en fonction de leur nombre.

N	Q appelé (m3/h)	Type de pompe	η (%)	HMT (m)	Vitesse (tr/min)	Taille	Pabs(kw)	NPSH)r (m)
01	50	Surpresschorm SIC B SVP	53.45	40.68	3000	40.2.2-2	5.48	4.98
02	25	Groupe de surpression et protection anti-incendie	58.96	38.35	2900	6 .4 . 4	0.8	2.99

A partir du tableau V.4, on déduit que la variante de deux (02) pompes est la seule qui peut assurer le débit appelé et la HMT appelée.

Nous optons pour deux pompes (02) et une de secours, ces trois pompes sont identiques de type Groupe de surpression et protection anti-incendie.

V.8.2.1. Courbe caractéristique des pompes :

Les courbes caractéristiques de la pompe : [H – Q], [Pabs – Q], [η – Q], [(NPSH)r – Q] sont tirées du catalogue des pompes KSB et sont représentées par la figure V.5

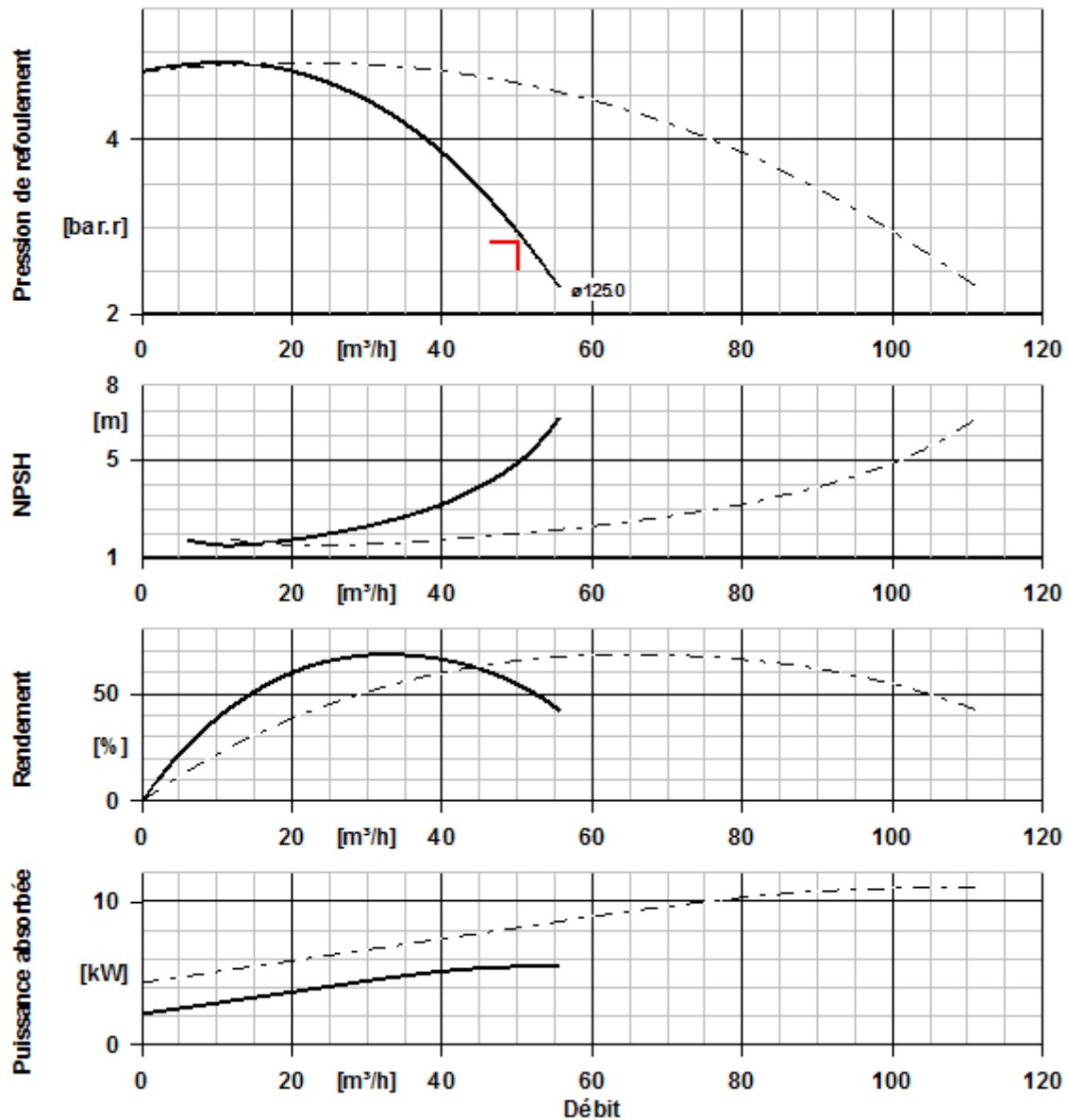


Figure V.5: Les courbes caractéristiques de la pompe du SP de type Groupe de surpression et protection anti-incendie.

Interprétation :

A partir des variantes proposées par les deux logiciel CAPRARI et KSB, et les critères qui doivent être prises en considération pour orienter le choix de type de pompe , le choix de CAPRARI est le meilleure.

V.8.3. Etude de la cavitation :

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



Figure V.6 : Roue soumise à la cavitation.

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

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \dots\dots\dots(V .19)$$

Avec :

- (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.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \dots\dots\dots(V .20)$$

• r : marge de sécurité, r = (0,3 – 0,5) m, Pour notre calculs, on prend : r = 0,3 m.

V.8.3.1. Calcul de la hauteur d'aspiration admissible :

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir. Dans notre cas, on a à faire à une installation en charge au niveau de la station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{asp}^{adm} = (NPSH)_r + r - Pat + Tv + \frac{V_a^2}{2g} + \Delta hasp \dots\dots\dots(V .21)$$

Avec:

- V_a: Vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;
- Pat: Pression atmosphérique (m.c.e) ;

$$Pat = 10,33 - 0,00139 \times H \dots\dots\dots(V .22)$$

- H : altitude de la station 12.7m ;
- Tv : Tension de vapeur d'eau (m.c.e).

Tableau V.5 : Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la température.

T° (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
Tv (m.c.e)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

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

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

$$\Delta h_{asp} = 1,15 \times \Delta h_{asp}^{lin} \dots\dots\dots(V .23)$$

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

$$\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D_a^5} \text{ (Formule de DARCY-WEISBAKH) } \dots\dots\dots(V .24)$$

- L : Longueur géométrique de la conduite d'aspiration (5m) ;
- Q : Débit à refouler (m3/s) ; D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration ;

$$D_a = (1,2 - 1,5) \times d_a \dots\dots\dots(V .25)$$

- d_a : Diamètre de la tubulure d'aspiration (mm) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement. Il est obtenu par la formule de Nikuradzé suivante :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \text{ Ln } k_s/D_a)^{-2} \dots\dots\dots(V .26)$$

- K_s : rugosité absolue de la conduite, $k_s = 1,4 \text{ mm}$.

V.8.3.2. Calage de la pompe :

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

Pour les installations en charge :

$$\nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \dots\dots\dots(V .27)$$

Avec :

- ∇_{axe} : Niveau de l'axe de la pompe (mNGA) ;
- ∇_{min} : Niveau minimal du plan d'eau d'aspiration (mNGA) ;

$$\nabla_{min} = CR + h_{inc} \dots\dots\dots (V .28)$$

$$CR = C_{TN} - 0,5m \dots\dots\dots(V .29)$$

- CR : Côte du radier de réservoir (17.7 mNGA) ;
- h_{inc} : Hauteur d'incendie dans le réservoir (m) ;
- r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3) \text{ m}$;
- C_{TN} : Côte du TN du bache d'eau (12.7 mNGA).

Remarque : d'après le rapport géotechnique la profondeur de bache d'eau est 0.5m

Application :

- ✓ La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 5,13 \text{ m}$.
- ✓ La pression atmosphérique : $Pat = 10,33 - 0,00139 \times 12,7 \Rightarrow Pat = 10,31 \text{ mce}$.
- ✓ La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20^\circ\text{C}$: $Tv = 0,24 \text{ mce}$
- ✓ Le diamètre de la conduite d'aspiration : $Da = 1,2 \times da$ Avec $da = 80 \text{ mm}$
- ✓ Donc : $Da = 1,2 \times 80 \Rightarrow Da = 96 \text{ mm}$
- ✓ La vitesse d'aspiration : $Va = \frac{4 \times 14,4 \times 10^{-3}}{\pi \times 0,096^2} \Rightarrow Va = 1,98 \text{ m/s}$ (cette Vitesse est admissible).
- ✓ $\lambda = (1,14 - 0,86 \text{Ln} \frac{1,4}{96})^{-2} \Rightarrow \lambda = 0,0438$
- ✓ La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

- $\Delta h_{asp}^{lin} = \frac{8 \times 0,0438 \times 5 \times 0,0144^2}{\pi^2 \times g \times 0,096^5} \Rightarrow \Delta h_{asp}^{lin} = 0,46 \text{ m}$

- ✓ La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,15 \times 0,46 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,53 \text{ m}$
- ✓ La hauteur d'aspiration admissible :

$$h_{asp}^{adm} = 5,13 + 0,3 - 10,31 + 0,24 + \frac{1,98^2}{2 \times 9,81} + 0,53 = -3,91 \text{ m}$$

Donc on change le type d'installation (on opte pour une installation en aspiration) :

$$h_{asp}^{adm} = Pat - (NPSH)_r - r - Tv - \frac{V_a^2}{2g} - \Delta h_{asp} \dots \dots \dots (V .30)$$

$$h_{asp}^{adm} = 10,31 - 5,13 - 0,3 - 0,24 - \frac{1,98^2}{2 \times 9,81} - 0,53 = + 3,91 \text{ m}$$

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

$$\nabla_{min} = 12,2 + 1,39 \Rightarrow \nabla_{min} = 13,59 \text{ mNGA}$$

- ✓ La côte de l'axe de la pompe :

$$\nabla_{axe} = 13,59 + 3,91 - 0,3 \Rightarrow \nabla_{axe} = 17,5 \text{ m}$$

Donc, la pompe doit être calé à une côte de 17,5 m.NGA pour éviter l'apparaitre de phénomène de cavitation.

Conclusion :

D'après l'étude que nous avons faite dans ce chapitre, nous avons adapté pour les stations de pompage projetées, des pompes centrifuges à axe horizontal type pour hautes pressions et qui refoule des débits d'incendie.

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

Les pompes de la SP doivent être installées à une côte de 17.5 m.NGA.

CHAPITRE VI :

Lutte contre coupe de b elier

Introduction :

Le coup de bélier est un phénomène transitoire, oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou en Refoulement. On en peut le définir également comme une étape du régime transitoire où les paramètres prépondérants (P, V) sont rapidement variables.

VI.1. les Causes du coup de bélier :

- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement ;
- disjonction électrique ;
- manœuvre rapide d'ouverture ou de fermeture d'un robinet-vanne ;
- fin de remplissage d'une conduite ;
- implosion d'une poche de cavitation ;
- arrêt et démarrage d'une pompe ;
- le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- modification de la vitesse d'une pompe ;
- variation d'un plan d'eau ;
- la disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.

VI.2. Les risques dus aux coups de bélier:**a) Cas de la surpression:**

C'est une conséquence du coup de bélier engendrée par une pression importante se produisant à la suite d'une fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement. En cas où la somme de la surpression due aux coups de bélier et la pression initiale dépasse la pression maximale admissible de la conduite, il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des joints.

b) Cas de dépression :

Cette pression peut apparaître soit à la suite d'une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe.

Si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit par la suite :

- l'implosion de la conduite ;
- l'aspiration des joints ;
- décollement de l'enduit interne de protection.

c) Fatigues des conduites:

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites.

VI.3.Moyen de protection contre le coup de bélier :

On pratique il n'est pas possible de supprimer totalement l'effet du coup de bélier mais on peut arriver à le limiter à une valeur compatible à la résistance des installations.

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier sont les suivant:

- ballon hydropneumatique (cas d'une dépression en aval d'une station de pompage) ;
- soupape anti-bélier (cas d'une surpression à l'aspiration d'un surpresseur) ;
- volant d'inertie (cas d'une conduite de faible longueur) ;
- cheminée d'équilibre (cas de faible hauteur manométrique de refoulement) ;
- clapet d'aspiration auxiliaire (cas d'une bêche d'aspiration en charge sur la pompe) ;
- clapet en by-pass des pompes (cas d'un surpresseur notamment en irrigation) ;
- réservoir à régulation d'air automatique (cas d'un refoulement en assainissement) ;
- clapet d'entrée d'air (cas de faible hauteur géométrique en assainissement).

Les plus courants sont :

VI.3.1.Cheminée d'équilibre :

Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle n'est économique que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

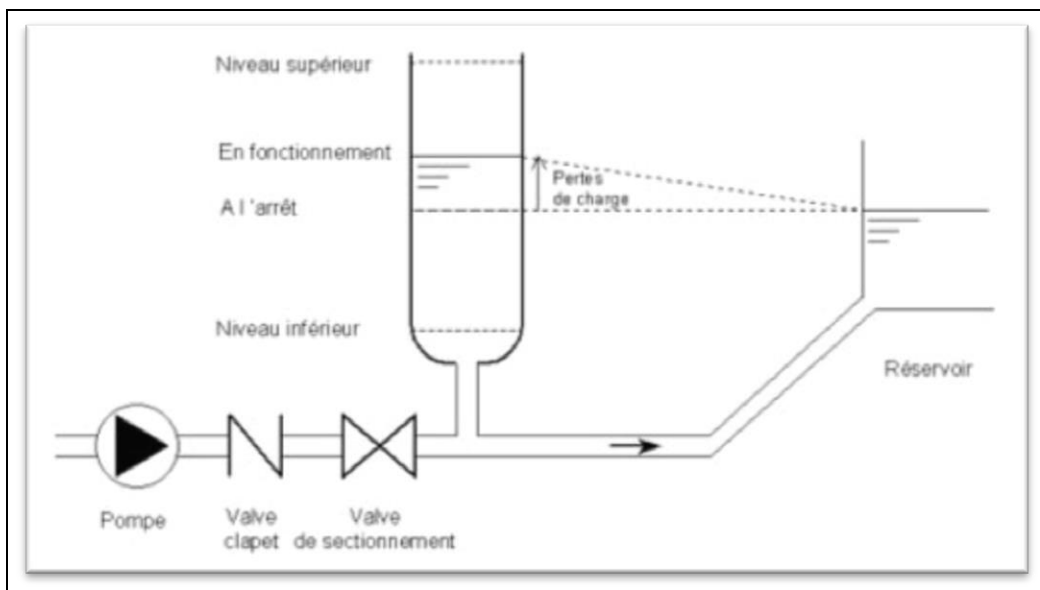


Figure VI.1: Cheminée d'équilibre sur une conduite de refoulement.

VI.3.2. Soupape de décharge :

Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée par des pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement.

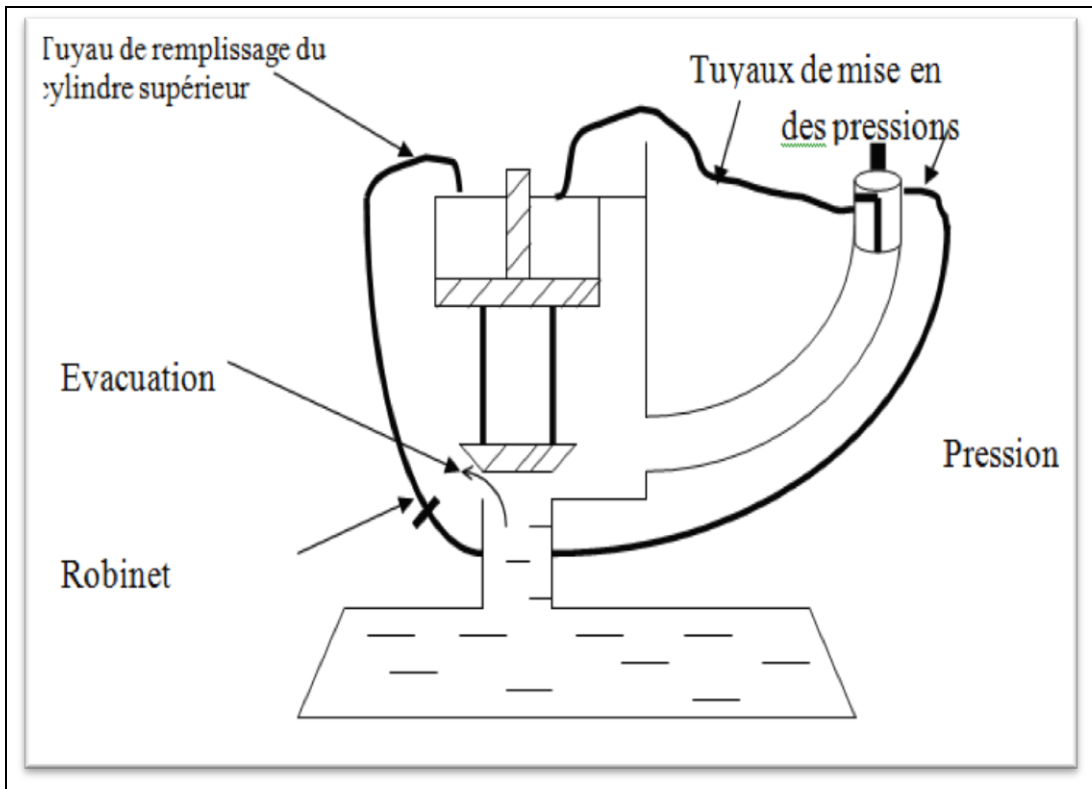


Figure VI.2: Soupape de décharge type LEZIER.91

VI.3.3. Volant d'inertie :

Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions. Il est aussi déconseillé grâce à son encombrement et sa consommation d'énergie supplémentaire.

VI.3.4. Réservoirs d'air :

Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

Remarque : dans notre projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- ✓ Il est utilisé comme protection contre la dépression et la surpression ;
- ✓ Il est simple à installer et facile à contrôler ;
- ✓ Bon fonctionnement ;
- ✓ Bonne sécurité ;
- ✓ Pas de pertes d'eau.

VI.3.4.1.Principe de fonctionnement :

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe électrique, le clapet se ferme. Puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

VI.3.4.2. Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air. Comme méthode de calcul, on distingue :

1) Méthode de Vibert :

La méthode de Vibert donne de bons résultats pour les petites et moyennes installations et risque de donner des valeurs de réservoirs d'air, importantes dans le cas de grandes installations.

2) Méthode de Bergeron :

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

VI.3.4.3.Dimensionnement de réservoir d'air par la méthode de Vibert:

Les étapes à suivre pour déterminer le volume de réservoir d'air sont :

1) Calcul de la célérité d'onde dans les conduites :

On calculera la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par SALAH Boualem pour les conduites enterrées :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2K \cdot a(1 - v_m^2)(1 - v_s)}{(1 - v_m^2)aE_s + E_m e_m(1 - v_s)}}} \dots \dots \dots (VI .1)$$

Avec:

- a: rayon intérieur de la conduit (m) ;
- ρ: Masse volumique de l'eau. ρ = 1000 Kg / m3 ;
- v_m : coefficient de poisson du matériau de la conduite en PEHD. v_m=0,46 ;
- v_s : : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. v_s=0,33 ;

- E_m : module de Young du matériau de la conduite. $E = 3.10^3 \text{MPa}$;
- E_S : module de Young du sol considéré. $E_S=200\text{MPa}$;
- K : Coefficient d'élasticité de l'eau. $K = 2,07 \times 10^9$ pascal ;
- e_m : Epaisseur de la conduite (m). $e_m = 55.8$ mm pour PEHD DN 500 PN20 (voir annexe VI.1).

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

$$\Delta H_{max} = \pm \frac{C.V_0}{g} \dots\dots\dots (VI .2)$$

2) calcul de la charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = H_g \pm \frac{C.V_0}{g} \dots\dots\dots (VI .3)$$

Avec :

- V_0 : Vitesse moyenne de refoulement en (m/s) ;
- g : L'accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- H_g : Hauteur géométrique (m).

3) Calcul de la charge statique absolue :

$$Z_0 = H_g + 10 \text{ (m)} \dots\dots\dots (VI .4)$$

Charge à la surpression :

$$H_s = H_g + \frac{C.V_0}{g} \dots\dots\dots (VI .5)$$

Charge à la dépression:

$$H_s = H_g - \frac{C.V_0}{g} \dots\dots\dots (VI .6)$$

4) Calcul de la charge maximal absolue :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C.V_0}{g} \dots\dots\dots (VI .7)$$

On a :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de Vibert} \Rightarrow \frac{U_0}{L \times S}; \frac{Z_{min}}{Z_0} \text{ (voir annexe VI .2).}$$

A partir de $\frac{U_0}{L \times S}$, L et S, on tire U_0 , donc :

$$U_0 \times Z_0 = U_{max} \times Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 \times Z_0}{Z_{min}}$$

- U_{max} : volume du réservoir d'air

Application :

➤ **Les données de bases :**

Les caractéristiques de sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI .1: Les caractéristiques de la conduite refolement.

Type de matériau	D (mm)	S (m2)	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD	500	0.196	0.73	3754	10

➤ **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 VI .2: Calcul de célérité d’onde de la conduite refolement.

K (Pa)	ρ (Kg/m3)	a (m)	ν_m	ν_s	Es (Pa)	Em (Pa)	em (m)	C (m/s)
$2,07 \times 10^9$	1000	0.25	0.46	0.33	2×10^8	3×10^9	0.0558	24.54

➤ **Calcul de la capacité de réservoir :**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume de réservoir d’air sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI .3 : Calcul de volume du réservoir d’air de conduite de refolement.

Z0 (m)	Zmax (m)	V0 (m/s)	g (m/s2)	h0 (m)	$\frac{h0}{Z0}$	$\frac{U0}{L \times S}$	$\frac{Zmin}{Z0}$	U0 (m3)	Zmin (m)	Umax (m3)	Vnormalisé (litre)
20	21.83	0.73	9.81	0.027	0.0014	0.3	0.91	220.74	18.2	72.771	75000

Remarque : on a majoré Umax de 30 %.

VI.3.4.4.Installation du réservoir d’air :

Pour assurer la protection de la station de pompage SP contre le coup de bélier nous allons installer un réservoir d’air 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.

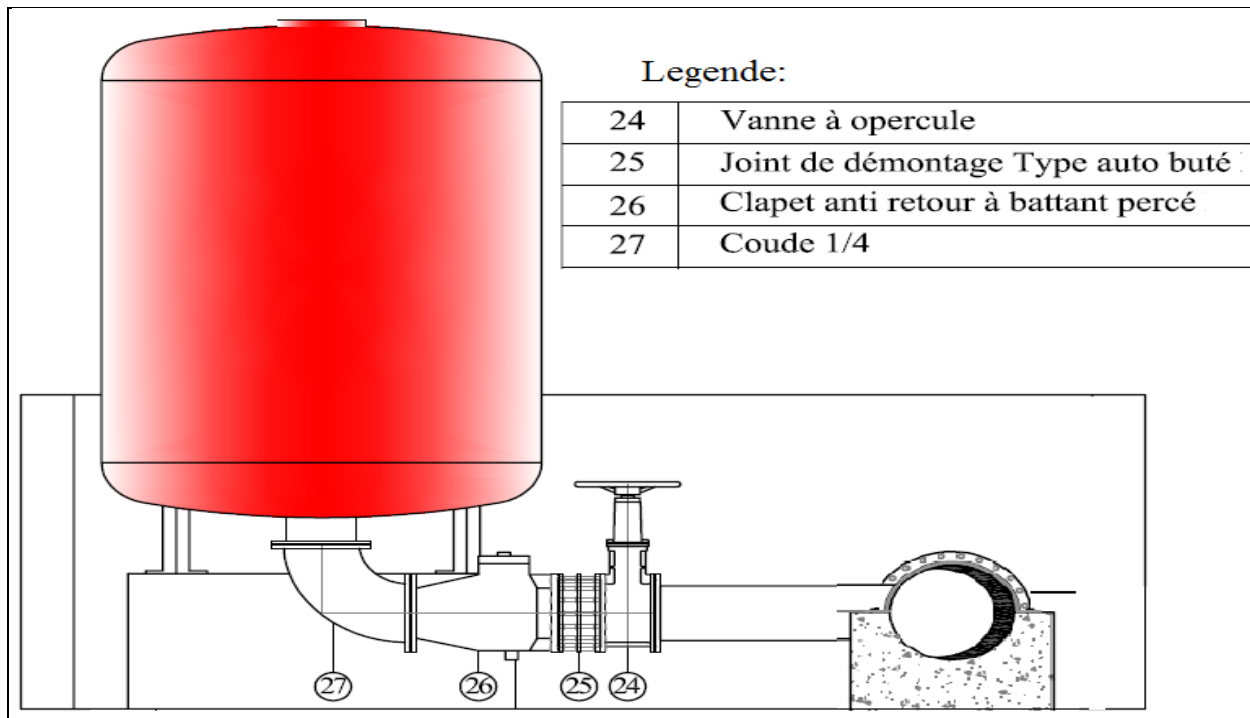


Figure VI.3: Schéma d'installation du réservoir d'air

VI.3.4.5. Caractéristiques finales du réservoir d'air :

Pour assurer la protection des stations de pompages contre le coup de bélier nous allons installer 6 réservoirs d'air de capacité 12000 litres et 1 de capacité 3000 litres au pré des stations de pompage.

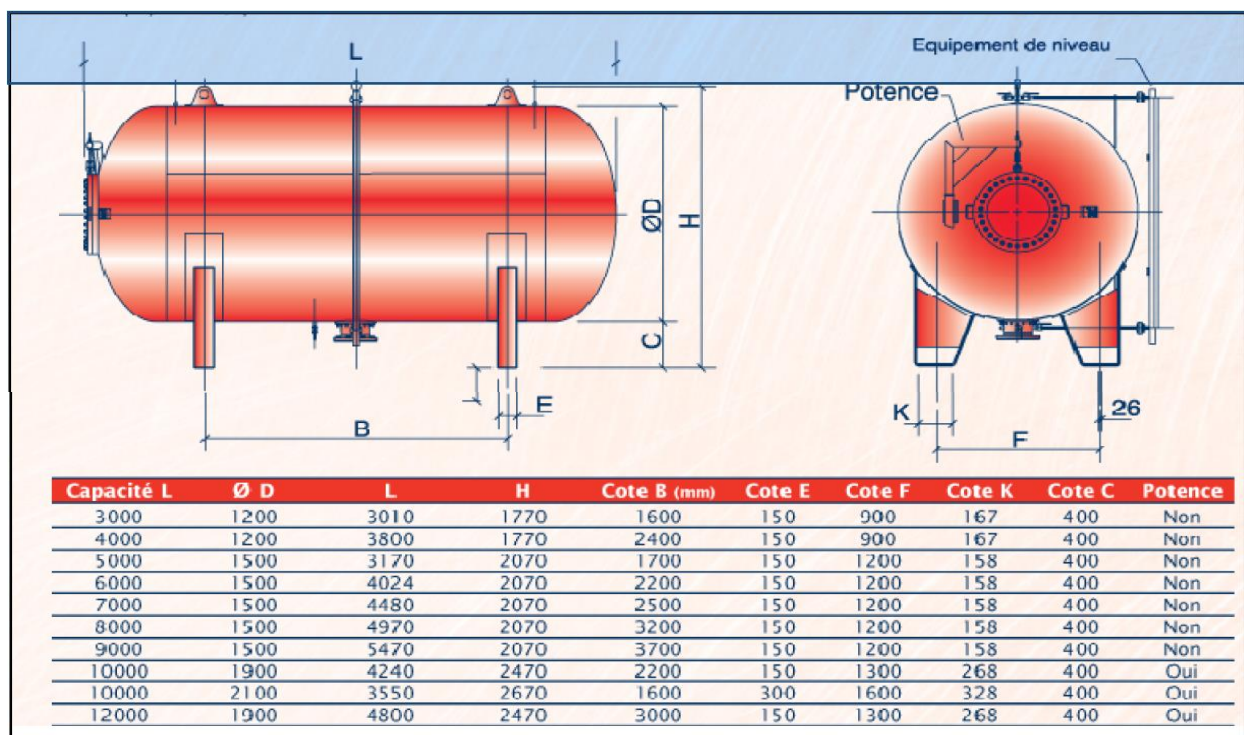


Figure VI.4: Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.96

Conclusion :

Après l'étude profonde de ce chapitre on remarque que Pour assurer la protection des stations de pompages contre le coup de bélier nous allons Installer 6 réservoirs d'air de capacité 12000 litres et 1 de capacité 3000 litres au pré des stations de pompage.

CHAPITRE VII :

Réseaux de distribution

Introduction :

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

VII.1. Classification des réseaux :

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- Réseau maillé ;
- Réseau ramifié ;
- Réseau étagé ;
- Réseau combiné.

VII.1.1. Réseau maillé :

Le réseau maillé est constitué principalement d'une série de canalisation qui forme des boucles fermées, cela permet l'alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés.

VII.1.2. Réseau ramifié :

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales.

VII.1.3. Réseau étagé :

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que celle -ci présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectées). L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau. Ce type de réseau est appelé réseau étagé.

VII.1.4. Réseau combiné :

Un réseau dit combiné (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre-ville.

VII.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.

Remarque : Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est de type mixte (maillé avec des ramifications).

VII.3. Conception du réseau:

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre de 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.

VII.4. 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).

Remarque : Pour notre cas on utilisera le PE que ça soit le PEHD , pour les nombreux avantages qu'elles offrent.

VII.5. Principe de tracé d'un réseau ramifié :

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter:

- ✓ Tout d'abord, il faut repérer les consommateurs importants (débits concentrés soutirés), pour notre projet on n'a pas de consommateurs importants ;
- ✓ Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- ✓ déterminer l'itinéraire (sens) principal pour assurer la distribution à ces consommateurs ;
- ✓ suivant ce sens, tracer les conduites principales en parallèle ;
- ✓ Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau ;
- ✓ pour alimenter l'intérieur des quartiers, ces conduites principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

VII.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution et d'incendie du par industrielle :

La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes :

- ✓ Déterminer la longueur de chaque de tronçon ;
- ✓ Déterminer les débits spécifiques en considérant les débits en route ;
- ✓ Calculer les débits en route pendant l'heure de pointe et celle d'indice ;
- ✓ Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds.

VII.7.Déterminer les débits du réseau :

Le système projeté dans le parc industriel est le système de distribution avec un réservoir de tête. Pour la détermination des différents paramètres hydraulique de réseau on va étudier les deux cas : cas de pointe et cas de pointe+incendie.

VII.7.1.Débit de pointe :

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire, par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution. Dans notre cas nous avons opté pour dimensionné le réseau de distribution le débit de pointe.

A partir du tableau des régimes de consommation, les heures de pointe sont de (12à13) h et (13à14) h avec un pourcentage de 7 % de la consommation journalière.

VII.7.2.Débit spécifique :

On admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur toute la longueur du réseau, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/m.

Ce débit se calcul comme suit :

$$q_{sp} = \frac{Q_p}{\sum L} \quad (l/s/ml) \dots\dots\dots (VII.1)$$

- Q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml ;
- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: somme de longueurs alimentées par le réseau.

$$AN : \begin{cases} \sum L_i = 30919m \\ Q_p = 158 \text{ l/s} \\ q_{sp} = 0.0051 \text{ l/s} \end{cases} \quad \text{Cas réseau de distribution}$$

$$\begin{cases} \sum L_i = 9243.52m \\ Q_p = 13.89 \text{ l/s} \\ q_{sp} = 0.0015 \text{ l/s} \end{cases} \quad \text{Cas réseau d'incendie}$$

VII.7.3.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 :

$$Q_r = q_{sp} * L_i \quad (l/s) \dots\dots\dots (VII.2)$$

Avec:

- Q_r : Débit en route l/s ;
- Q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml ;
- L_i : Longueur du tronçon (m).

VII.7.4. Détermination des débits nodaux:

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

$$Q_{n,i} = 0,5 \sum Q_{ri-k} + Q_{conc} \text{ (l/s)} \dots \dots \dots \text{ (VII.3)}$$

Avec :

- $Q_{n,i}$: débit au nœud i;
- $\sum Q_{ri-k}$: somme des débits route des tronçons reliés au nœud i ;
- Q_{conc} : débit concentrés au nœud i (pour notre projet on n'a pas du débit concentré : $Q_{conc} = 0$ par ce que tous les usines sont alimenté indépendamment).

VII.8.Calcul hydraulique du réseau de distribution :

En vue de l'alimentation des industries, Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre compatible au débit transporter et supporter les déférentes pressions de service.

➤ **Méthode du calcul :**

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution est celle de HARDY CROSS effectuée par le logiciel de simulation WATER CAD Version8 XM, il utilise l'algorithme HARDY CROSS pour déterminer la valeur et le sens du débit réel circulant dans les conduites.

La méthode de HARDY CROSS est une méthode d'approximations successives qui repose sur deux lois :

❖ **1^{ère} loi : loi des nœuds:**

En un nœud quelconque d'une maille, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants.

❖ **2^{ème} loi : loi des mailles :**

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes de charges doit être nulle

$$\sum \Delta H = \sum (RQ^n) = 0 \dots \dots \dots \text{ (VII.4)}$$

Avec :

- n : désigne l'exposant qui tient compte du régime d'écoulement.
- R : la résistance de la conduite.
- Q : le débit circulant dans la conduite.

VII.8.1.Principe de la méthode de HARDY-CROSS :

Après une répartition arbitraire des débits, ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1^{ère} loi (loi des nœuds), nous arrivons à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2^{ème} loi de KIRCHOFF (loi de maille) par approximation successive.

➤ **Détermination du débit correctif :**

$$Q = Q_0 + \Delta Q \dots \dots \dots \text{ (VII.5)}$$

Avec

- Q : Débit réel ;
- Q_0 : Débit arbitraire supposé ;

- ΔQ : Débit correctif.

$$\Delta H = RQ^2 \dots \dots \dots (VII.6)$$

- R : Résistance de la conduite.

$$\Delta H = R (Q_0 + \Delta Q)^2 \dots \dots \dots (VII.7)$$

$$\sum R (Q_0 + \Delta Q)^2 = \sum R (Q_0^2 + 2Q_0\Delta Q + \Delta Q^2) = 0 \dots \dots \dots (VII.8)$$

Avec :

- ΔQ négligeable par rapport à $Q_0 \Rightarrow \Delta Q^2 = 0$

$$\sum R (Q_0^2 + 2Q_0\Delta Q) = 0 \Rightarrow \sum R Q_0^2 = -2 \sum R Q_0 \Delta Q \Rightarrow \Delta Q = - \frac{\sum R Q_0^2}{2 \sum R Q_0}$$

Alors :
$$\Delta Q = - \frac{\sum \Delta H}{2 \sum R Q_0} \dots \dots \dots (VII.9)$$

On détermine les pertes de charges totales (singulière et linéaire) dans chaque tronçon du réseau. Les pertes de charges singulières sont estimées à 15% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.15 \Delta H_L = 1.15 \Delta H_L \dots \dots \dots (VII.10)$$

- ΔH_S : pertes de charge singulière ;
- ΔH_L : Pertes de charge linéaire ;
- ΔH_T : Pertes de charge totale.

Les pertes de charges linéaires peuvent être calculées par plusieurs formules et parmi ces formules on utilise celle de DARCY :

$$\Delta H = \frac{8 \cdot \lambda \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \dots \dots \dots (VII.11)$$

Avec :

- λ : Coefficient de frottement linéaire ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s) ;
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

VII.9. Formule de perte de charge utilisée :

L'équation de Hazen-Williams est une relation empirique utilisée en hydraulique pour calculer les pertes de charge dues à la rugosité des conduites.

$$\Delta H_t = \frac{10,44 \times L \times Q^{1.85}}{C^{1.85} \times d^{4.8655}} \dots \dots \dots (VII.12)$$

Avec :

- Q : est le débit volumique dans la conduite, exprimé en m³/s
- d : est le diamètre intérieur de la conduite en (m)
- C : est le coefficient de rugosité de Hazen-Williams du matériau constituant la conduite, nombre sans dimension dont quelques valeurs sont données dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : le coefficient de rugosité de Hazen-Williams du matériau.

Coefficient de rugosité	Valeur
Acier	120
Béton, brique	100
Bois	120
Cuivre	150
Étain	130
Fonte	100
Matière plastique, PEHD	150
Plomb	130
Verre	140

VII.10. Etude de réseau avec le logiciel water CAD 8.0 :

À l'aide de logiciel water CAD8.0 on peut :

- Dimensionner le réseau de distribution et d'incendie ;
- Vérifier de la vitesse ;
- Calculer la perte de charge ;
- Calculer le nombre de Reynolds.
- Vérifier la pression ou niveau des nœuds.

VII .2.Cas de réseau de distribution en eau potable :

Tableau VII.2 : calcul hydraulique de réseau d'Aep projeté

Tronçon	Nœud Amont	Nœud Aval	Longueur (m)	Débit (L/S)	Diamètre Extérieur (m)	Diamètre Intérieur (mm)	Diamètre Intérieur (m)	Matériaux	Vitesse (m/s)	Perte De Charge ((mm/mm)	Perte De Charge (S) (m)	Perte De Charge (L) (m)	Perte De Charge (T) (m)	Cote Piézométrique Amont(m)	Cote Piézométrique Aval(m)
P-1	J-1	J-2	152	87,14	400	327,4	0,327	PEHD	1,04	0,0025	0,038	0,38	0,41	80,71	80,3
P-2	J-2	J-3	249	86,11	400	327,4	0,327	PEHD	1,02	0,0024	0,06	0,6	0,66	80,3	79,64
P-3	J-3	J-4	164	83,71	400	327,4	0,327	PEHD	0,99	0,0023	0,038	0,38	0,41	79,64	79,23
P-4	J-4	J-5	338	80,8	400	327,4	0,327	PEHD	0,96	0,0022	0,073	0,73	0,8	79,23	78,43
P-5	J-5	J-6	988	30,11	250	204,6	0,205	PEHD	0,92	0,0034	0,338	3,38	3,72	78,43	74,71
P-6	J-6	J-7	20	20,39	200	163,6	0,164	PEHD	0,97	0,0049	0,01	0,1	0,11	74,71	74,6
P-7	J-7	J-8	206	15,04	160	130,8	0,131	PEHD	1,12	0,0084	0,173	1,73	1,9	74,6	72,7
P-8	J-8	J-9	35	20,26	160	130,8	0,131	PEHD	1,51	0,0145	0,051	0,51	0,56	72,7	72,14
P-9	J-9	J-10	104	17,21	160	130,8	0,131	PEHD	1,28	0,0107	0,112	1,12	1,23	72,14	70,91
P-10	J-10	J-11	147	13,95	160	130,8	0,131	PEHD	1,04	0,0073	0,107	1,07	1,18	70,91	69,73
P-11	J-11	J-12	19	3,76	110	90	0,09	PEHD	0,59	0,004	0,008	0,08	0,08	69,73	69,65
P-12	J-12	J-13	140	0,41	63	48,8	0,049	PEHD	0,22	0,0013	0,018	0,18	0,2	69,65	69,45
P-13	J-13	J-14	18	4,89	110	90	0,09	PEHD	0,77	0,0065	0,012	0,12	0,13	69,45	69,32
P-14	J-14	J-15	957	11,46	160	130,8	0,131	PEHD	0,85	0,0051	0,485	4,85	5,33	69,32	63,99
P-15	J-15	J-16	262	10,35	160	130,8	0,131	PEHD	0,77	0,0042	0,11	1,1	1,21	63,99	62,78
P-16	J-16	J-17	146	12,66	160	130,8	0,131	PEHD	0,94	0,0061	0,089	0,89	0,98	62,78	61,8
P-17	J-17	J-18	146	14,67	160	130,8	0,131	PEHD	1,09	0,008	0,117	1,17	1,28	61,8	60,52
P-18	J-18	J-19	681	18,04	200	163,6	0,164	PEHD	0,86	0,0039	0,269	2,69	2,95	60,52	57,57
P-19	J-19	J-20	467	41,42	315	257,8	0,258	PEHD	0,79	0,002	0,094	0,94	1,03	57,57	56,54
P-20	J-20	J-1	451	68,79	315	257,8	0,258	PEHD	1,32	0,0051	0,231	2,31	2,54	56,54	80,71
P-21	J-20	J-21	180	24,57	200	163,6	0,164	PEHD	1,17	0,007	0,126	1,26	1,38	56,54	55,16
P-22	J-21	J-22	147	23,02	200	163,6	0,164	PEHD	1,1	0,0062	0,091	0,91	1	55,16	54,16
P-23	J-22	J-23	121	21,61	200	163,6	0,164	PEHD	1,03	0,0055	0,067	0,67	0,73	54,16	53,43
P-24	J-23	J-24	16	20,56	200	163,6	0,164	PEHD	0,98	0,005	0,008	0,08	0,09	53,43	53,34
P-25	J-24	J-25	128	19,42	200	163,6	0,164	PEHD	0,92	0,0045	0,058	0,58	0,64	53,34	52,7
P-26	J-25	J-26	17	18,12	200	163,6	0,164	PEHD	0,86	0,004	0,007	0,07	0,07	52,7	52,63
P-27	J-26	J-27	130	16,83	200	163,6	0,164	PEHD	0,8	0,0035	0,045	0,45	0,5	52,63	52,13

P-28	J-27	J-28	17	15,55	200	163,6	0,164	PEHD	0,74	0,003	0,005	0,05	0,06	52,13	52,07
P-29	J-28	J-29	247	14,09	200	163,6	0,164	PEHD	0,67	0,0025	0,062	0,62	0,68	52,07	51,39
P-30	J-5	J-29	38	47,21	315	257,8	0,258	PEHD	0,9	0,0026	0,01	0,1	0,11	78,43	78,32
P-31	J-21	J-30	141	0,36	63	48,8	0,049	PEHD	0,19	0,001	0,014	0,14	0,16	55,16	55
P-32	J-22	J-31	142	0,36	63	48,8	0,049	PEHD	0,19	0,001	0,015	0,15	0,16	54,16	54
P-33	J-23	J-32	136	0,35	63	48,8	0,049	PEHD	0,19	0,001	0,013	0,13	0,15	53,43	53,28
P-34	J-24	J-33	153	0,39	63	48,8	0,049	PEHD	0,21	0,0012	0,018	0,18	0,2	53,34	53,14
P-35	J-25	J-34	182	0,46	63	48,8	0,049	PEHD	0,25	0,0016	0,029	0,29	0,32	52,7	52,38
P-36	J-26	J-35	178	0,45	63	48,8	0,049	PEHD	0,24	0,0015	0,027	0,27	0,3	52,63	52,33
P-37	J-27	J-36	177	0,45	63	48,8	0,049	PEHD	0,24	0,0015	0,027	0,27	0,3	52,13	51,83
P-38	J-28	J-37	154	0,39	63	48,8	0,049	PEHD	0,21	0,0012	0,018	0,18	0,2	52,07	51,87
P-39	J-29	J-38	17	60,53	315	257,8	0,258	PEHD	1,16	0,004	0,007	0,07	0,08	51,39	51,31
P-40	J-38	J-39	189	50,76	315	257,8	0,258	PEHD	0,97	0,0029	0,055	0,55	0,61	51,31	50,7
P-41	J-39	J-40	18	43,76	250	204,6	0,205	PEHD	1,33	0,0068	0,012	0,12	0,14	50,7	50,56
P-42	J-40	J-41	220	36,08	250	204,6	0,205	PEHD	1,1	0,0048	0,105	1,05	1,16	50,56	49,4
P-43	J-41	J-42	167	30,67	250	204,6	0,205	PEHD	0,93	0,0035	0,059	0,59	0,65	49,4	48,75
P-44	J-42	J-43	127	23,17	200	163,6	0,164	PEHD	1,1	0,0063	0,08	0,8	0,88	48,75	47,87
P-45	J-43	J-44	17	13,94	160	130,8	0,131	PEHD	1,04	0,0073	0,012	0,12	0,14	47,87	47,73
P-46	J-44	J-45	127	6,43	125	102,2	0,102	PEHD	0,78	0,0058	0,073	0,73	0,81	47,73	46,92
P-47	J-45	J-15	147	4,6	110	90	0,09	PEHD	0,72	0,0058	0,085	0,85	0,93	46,92	63,99
P-48	J-38	J-46	436	8,13	125	102,2	0,102	PEHD	0,99	0,0089	0,389	3,89	4,28	51,31	47,03
P-49	J-46	J-39	243	5,85	125	102,2	0,102	PEHD	0,71	0,0049	0,118	1,18	1,3	47,03	50,7
P-50	J-46	J-47	20	12,2	125	102,2	0,102	PEHD	1,49	0,0189	0,038	0,38	0,42	47,03	46,61
P-51	J-47	J-48	126	10,97	125	102,2	0,102	PEHD	1,34	0,0155	0,196	1,96	2,15	46,61	44,46
P-52	J-48	J-49	18	9,7	110	90	0,09	PEHD	1,53	0,023	0,041	0,41	0,45	44,46	44,01
P-53	J-49	J-50	127	8,44	110	90	0,09	PEHD	1,33	0,0178	0,226	2,26	2,48	44,01	41,53
P-54	J-50	J-51	20	7,17	110	90	0,09	PEHD	1,13	0,0131	0,026	0,26	0,29	41,53	41,24
P-55	J-51	J-52	117	5,9	110	90	0,09	PEHD	0,93	0,0092	0,107	1,07	1,18	41,24	40,06
P-56	J-52	J-53	19	4,64	90	73,6	0,074	PEHD	1,09	0,0156	0,03	0,3	0,33	40,06	39,73
P-57	J-53	J-54	130	3,35	90	73,6	0,074	PEHD	0,79	0,0086	0,111	1,11	1,22	39,73	38,51
P-58	J-54	J-55	15	2,09	63	48,8	0,049	PEHD	1,12	0,0265	0,04	0,4	0,44	38,51	38,07
P-59	J-55	J-56	222	0,57	63	48,8	0,049	PEHD	0,3	0,0024	0,053	0,53	0,58	38,07	37,49
P-60	J-47	J-57	168	0,43	63	48,8	0,049	PEHD	0,23	0,0014	0,024	0,24	0,26	46,61	46,35
P-61	J-48	J-58	177	0,45	63	48,8	0,049	PEHD	0,24	0,0015	0,027	0,27	0,3	44,46	44,16

P-62	J-49	J-59	173	0,44	63	48,8	0,049	PEHD	0,24	0,0015	0,026	0,26	0,28	44,01	43,73
P-63	J-50	J-60	176	0,45	63	48,8	0,049	PEHD	0,24	0,0015	0,027	0,27	0,3	41,53	41,23
P-64	J-51	J-61	180	0,46	63	48,8	0,049	PEHD	0,25	0,0016	0,029	0,29	0,32	41,24	40,92
P-65	J-52	J-62	180	0,46	63	48,8	0,049	PEHD	0,25	0,0016	0,029	0,29	0,32	40,06	39,74
P-66	J-53	J-63	177	0,45	63	48,8	0,049	PEHD	0,24	0,0015	0,027	0,27	0,3	39,73	39,43
P-67	J-54	J-64	175	0,45	63	48,8	0,049	PEHD	0,24	0,0015	0,027	0,27	0,3	38,51	38,21
P-68	J-55	J-65	180	0,46	63	48,8	0,049	PEHD	0,25	0,0016	0,029	0,29	0,32	38,07	37,75
P-69	J-40	J-66	242	6,46	110	90	0,09	PEHD	1,02	0,0108	0,262	2,62	2,88	50,56	47,68
P-70	J-66	J-67	146	4,55	110	90	0,09	PEHD	0,72	0,0057	0,083	0,83	0,91	47,68	46,77
P-71	J-67	J-68	145	2,89	90	73,6	0,074	PEHD	0,68	0,0065	0,094	0,94	1,04	46,77	45,73
P-72	J-68	J-69	315	0,8	63	48,8	0,049	PEHD	0,43	0,0045	0,141	1,41	1,55	45,73	44,18
P-73	J-66	J-70	179	0,46	63	48,8	0,049	PEHD	0,25	0,0016	0,029	0,29	0,32	47,68	47,36
P-74	J-67	J-71	181	0,46	63	48,8	0,049	PEHD	0,25	0,0016	0,029	0,29	0,32	46,77	46,45
P-75	J-68	J-72	178	0,45	63	48,8	0,049	PEHD	0,24	0,0015	0,027	0,27	0,3	45,73	45,43
P-76	J-41	J-73	84	11,69	160	130,8	0,131	PEHD	0,87	0,0053	0,044	0,44	0,49	49,4	48,91
P-77	J-73	J-74	148	12,29	160	130,8	0,131	PEHD	0,92	0,0058	0,085	0,85	0,94	48,91	47,97
P-78	J-74	J-75	145	13,91	160	130,8	0,131	PEHD	1,04	0,0072	0,105	1,05	1,16	47,97	46,81
P-79	J-75	J-76	145	15,58	160	130,8	0,131	PEHD	1,16	0,0089	0,13	1,3	1,43	46,81	45,38
P-80	J-76	J-77	137	17,21	160	130,8	0,131	PEHD	1,28	0,0107	0,147	1,47	1,62	45,38	43,76
P-81	J-77	J-78	124	18,83	200	163,6	0,164	PEHD	0,9	0,0043	0,053	0,53	0,58	43,76	43,18
P-82	J-78	J-19	56	20,3	200	163,6	0,164	PEHD	0,97	0,0049	0,027	0,27	0,3	43,18	57,57
P-83	J-42	J-79	360	5,83	110	90	0,09	PEHD	0,92	0,009	0,323	3,23	3,55	48,75	45,2
P-84	J-79	J-80	145	3,4	110	90	0,09	PEHD	0,53	0,0033	0,048	0,48	0,53	45,2	44,67
P-85	J-80	J-81	371	0,95	63	48,8	0,049	PEHD	0,51	0,0062	0,228	2,28	2,51	44,67	42,16
P-86	J-79	J-82	224	0,57	63	48,8	0,049	PEHD	0,3	0,0024	0,054	0,54	0,59	45,2	44,61
P-87	J-80	J-83	223	0,57	63	48,8	0,049	PEHD	0,3	0,0024	0,053	0,53	0,59	44,67	44,08
P-88	J-43	J-84	259	8,2	125	102,2	0,102	PEHD	1	0,0091	0,235	2,35	2,58	47,87	45,29
P-89	J-84	J-85	145	6,05	110	90	0,09	PEHD	0,95	0,0096	0,139	1,39	1,53	45,29	43,76
P-90	J-85	J-86	146	4,15	110	90	0,09	PEHD	0,65	0,0048	0,07	0,7	0,77	43,76	42,99
P-91	J-86	J-87	120	2,34	90	73,6	0,074	PEHD	0,55	0,0044	0,053	0,53	0,58	42,99	42,41
P-92	J-87	J-88	227	0,58	63	48,8	0,049	PEHD	0,31	0,0025	0,056	0,56	0,62	42,41	41,79
P-93	J-84	J-89	220	0,56	63	48,8	0,049	PEHD	0,3	0,0023	0,051	0,51	0,56	45,29	44,73
P-94	J-85	J-90	227	0,58	63	48,8	0,049	PEHD	0,31	0,0025	0,056	0,56	0,62	43,76	43,14
P-95	J-86	J-91	221	0,56	63	48,8	0,049	PEHD	0,3	0,0023	0,051	0,51	0,56	42,99	42,43

P-96	J-44	J-92	241	6,53	110	90	0,09	PEHD	1,03	0,011	0,266	2,66	2,93	47,73	44,8
P-97	J-92	J-93	146	3,62	110	90	0,09	PEHD	0,57	0,0037	0,054	0,54	0,6	44,8	44,2
P-98	J-93	J-94	385	0,98	63	48,8	0,049	PEHD	0,52	0,0065	0,251	2,51	2,76	44,2	41,44
P-99	J-92	J-95	376	0,96	63	48,8	0,049	PEHD	0,51	0,0063	0,236	2,36	2,59	44,8	42,21
P-100	J-93	J-96	251	0,64	63	48,8	0,049	PEHD	0,34	0,003	0,074	0,74	0,82	44,2	43,38
P-101	J-45	J-97	222	0,57	63	48,8	0,049	PEHD	0,3	0,0024	0,053	0,53	0,58	46,92	46,34
P-102	J-16	J-98	247	0,63	63	48,8	0,049	PEHD	0,34	0,0029	0,071	0,71	0,78	62,78	62
P-103	J-17	J-99	249	0,64	63	48,8	0,049	PEHD	0,34	0,003	0,074	0,74	0,81	61,8	60,99
P-104	J-18	J-100	246	0,63	63	48,8	0,049	PEHD	0,34	0,0029	0,071	0,71	0,78	60,52	59,74
P-105	J-87	J-101	172	0,44	63	48,8	0,049	PEHD	0,24	0,0015	0,025	0,25	0,28	42,41	42,13
P-106	J-74	J-102	172	0,44	63	48,8	0,049	PEHD	0,24	0,0015	0,025	0,25	0,28	47,97	47,69
P-107	J-75	J-103	181	0,46	63	48,8	0,049	PEHD	0,25	0,0016	0,029	0,29	0,32	46,81	46,49
P-108	J-76	J-104	179	0,46	63	48,8	0,049	PEHD	0,25	0,0016	0,029	0,29	0,32	45,38	45,06
P-109	J-77	J-105	188	0,48	63	48,8	0,049	PEHD	0,26	0,0017	0,033	0,33	0,36	43,76	43,4
P-110	J-78	J-106	198	0,51	63	48,8	0,049	PEHD	0,27	0,0019	0,039	0,39	0,42	43,18	42,76
P-111	J-6	J-107	301	6,39	110	90	0,09	PEHD	1	0,0106	0,32	3,2	3,51	74,71	71,2
P-112	J-107	J-108	20	4,79	110	90	0,09	PEHD	0,75	0,0062	0,012	0,12	0,14	71,2	71,06
P-113	J-108	J-109	243	3,37	110	90	0,09	PEHD	0,53	0,0033	0,079	0,79	0,87	71,06	70,19
P-114	J-109	J-110	18	1,98	63	48,8	0,049	PEHD	1,06	0,0239	0,043	0,43	0,47	70,19	69,72
P-115	J-110	J-111	228	0,58	63	48,8	0,049	PEHD	0,31	0,0025	0,056	0,56	0,62	69,72	69,1
P-116	J-107	J-112	153	0,39	63	48,8	0,049	PEHD	0,21	0,0012	0,018	0,18	0,2	71,2	71
P-117	J-108	J-113	147	0,38	63	48,8	0,049	PEHD	0,2	0,0011	0,017	0,17	0,18	71,06	70,88
P-118	J-109	J-114	141	0,36	63	48,8	0,049	PEHD	0,19	0,001	0,014	0,14	0,16	70,19	70,03
P-119	J-110	J-115	151	0,39	63	48,8	0,049	PEHD	0,21	0,0012	0,018	0,18	0,2	69,72	69,52
P-120	J-7	J-116	309	3,98	110	90	0,09	PEHD	0,63	0,0044	0,137	1,37	1,5	74,6	73,1
P-121	J-116	J-117	436	1,11	63	48,8	0,049	PEHD	0,59	0,0082	0,358	3,58	3,94	73,1	69,16
P-122	J-116	J-118	189	0,48	63	48,8	0,049	PEHD	0,26	0,0017	0,033	0,33	0,36	73,1	72,74
P-123	J-8	J-119	320	6,65	110	90	0,09	PEHD	1,05	0,0114	0,366	3,66	4,02	72,7	68,68
P-124	J-119	J-120	264	9,08	160	130,8	0,131	PEHD	0,68	0,0033	0,087	0,87	0,96	68,68	67,72
P-125	J-120	J-121	140	11,02	160	130,8	0,131	PEHD	0,82	0,0047	0,066	0,66	0,73	67,72	66,99
P-126	J-121	J-41	162	15,48	160	130,8	0,131	PEHD	1,15	0,0088	0,143	1,43	1,57	66,99	49,4
P-127	J-119	J-122	183	0,47	63	48,8	0,049	PEHD	0,25	0,0017	0,031	0,31	0,34	68,68	68,34
P-128	J-120	J-123	179	0,46	63	48,8	0,049	PEHD	0,25	0,0016	0,029	0,29	0,32	67,72	67,4
P-129	J-121	J-124	300	2,92	90	73,6	0,074	PEHD	0,69	0,0066	0,199	1,99	2,19	66,99	64,8

P-130	J-124	J-125	228	0,58	63	48,8	0,049	PEHD	0,31	0,0025	0,056	0,56	0,62	64,8	64,18
P-131	J-124	J-126	195	0,5	63	48,8	0,049	PEHD	0,27	0,0019	0,037	0,37	0,4	64,8	64,4
P-132	J-9	J-127	528	1,35	63	48,8	0,049	PEHD	0,72	0,0118	0,622	6,22	6,85	72,14	65,29
P-133	J-10	J-128	513	1,31	63	48,8	0,049	PEHD	0,7	0,0112	0,572	5,72	6,29	70,91	64,62
P-134	J-11	J-129	528	8,43	125	102,2	0,102	PEHD	1,03	0,0095	0,504	5,04	5,54	69,73	64,19
P-135	J-129	J-130	195	0,5	63	48,8	0,049	PEHD	0,27	0,0019	0,037	0,37	0,4	64,19	63,79
P-136	J-129	J-131	126	5,76	90	73,6	0,074	PEHD	1,35	0,0233	0,294	2,94	3,23	64,19	60,96
P-137	J-131	J-132	122	2,58	90	73,6	0,074	PEHD	0,61	0,0053	0,064	0,64	0,71	60,96	60,25
P-138	J-132	J-133	444	1,13	63	48,8	0,049	PEHD	0,6	0,0085	0,377	3,77	4,14	60,25	56,11
P-139	J-131	J-134	500	1,28	63	48,8	0,049	PEHD	0,68	0,0107	0,534	5,34	5,88	60,96	55,08
P-140	J-12	J-135	737	1,88	63	48,8	0,049	PEHD	1,01	0,0218	1,603	16,03	17,64	69,65	52,01
P-141	J-13	J-136	799	2,04	63	48,8	0,049	PEHD	1,09	0,0253	2,022	20,22	22,24	69,45	47,21
P-142	J-14	J-137	800	2,04	63	48,8	0,049	PEHD	1,09	0,0253	2,024	20,24	22,27	69,32	47,05
P-143	J-3	J-138	265	0,68	63	48,8	0,049	PEHD	0,36	0,0033	0,088	0,88	0,97	79,64	78,67
P-144	J-4	J-139	318	0,81	63	48,8	0,049	PEHD	0,43	0,0046	0,146	1,46	1,6	79,23	77,63

VII.10.2. Conduite d'amenée :

Tableau VII.3 : calcul hydraulique de la Conduite d'amenée

Tronçon	Nœud Amont	Nœud Aval	Longueur (m)	Débit (L/S)	Diamètre Extérieur (m)	Diamètre Intérieur (mm)	Diamètre Intérieur (m)	Matériaux	Vitesse (m/s)	Perte De Charge ((mm/mm)	Perte De Charge (S) (m)	Perte De Charge (L) (m)	Perte De Charge (T) (m)	Cote Piézométrique Amont(m)	Cote Piézométrique Aval(m)
P-145	J-1	A	105	158	500	409,2	0,409	PEHD	1,20	0,0025	0,026	0,26	0,29	80,71	81

VII.10.3. Calcul des pressions au niveau des nœuds :

Tableau VII.4 : pressions au niveau des nœuds (cas distribution)

Nœuds	Côte au sol (m)	Débit de Nœud	Côte piézométrique amont	Pression (mce)
J-1	11,58	2,07	80,71	69,13
J-2	11,5	1,02	80,3	68,8
J-3	11,58	1,73	79,64	68,06
J-4	11,71	2,09	79,23	67,52
J-5	11,61	3,48	78,43	66,82
J-6	12,2	3,34	74,71	62,51
J-7	12,28	1,37	74,6	62,32
J-8	15,63	1,43	72,7	57,07
J-9	17,76	1,7	72,14	54,38
J-10	14,16	1,95	70,91	56,75
J-11	12,61	1,77	69,73	57,12
J-12	12,43	2,29	69,65	57,22
J-13	11,83	2,44	69,45	57,62
J-14	11,88	4,53	69,32	57,44
J-15	12,26	3,49	63,99	51,73
J-16	12,24	1,67	62,78	50,54
J-17	12,61	1,38	61,8	49,19
J-18	12,45	2,74	60,52	48,07
J-19	11,97	3,07	57,57	45,6
J-20	11,79	2,8	56,54	44,75
J-21	11,73	1,19	55,16	43,43
J-22	11,67	1,05	54,16	42,49
J-23	11,65	0,7	53,43	41,78
J-24	11,64	0,76	53,34	41,7
J-25	11,58	0,83	52,7	41,12
J-26	11,65	0,83	52,63	40,98
J-27	11,66	0,83	52,13	40,47
J-28	11,67	1,07	52,07	40,4
J-29	11,38	0,77	51,39	40,01
J-30	11,88	0,36	55	43,12
J-31	11,47	0,36	54	42,53
J-32	11,6	0,35	53,28	41,68
J-33	11,59	0,39	53,14	41,55
J-34	11,63	0,46	52,38	40,75
J-35	11,64	0,45	52,33	40,69

J-36	11,65	0,45	51,83	40,18
J-37	11,71	0,39	51,87	40,16
J-38	11,46	1,64	51,31	39,85
J-39	11,62	1,15	50,7	39,08
J-40	11,66	1,23	50,56	38,9
J-41	11,95	1,62	49,4	37,45
J-42	12,06	1,67	48,75	36,69
J-43	12,09	1,03	47,87	35,78
J-44	12,1	0,98	47,73	35,63
J-45	12,18	1,27	46,92	34,74
J-46	11,53	1,78	47,03	35,5
J-47	11,63	0,8	46,61	34,98
J-48	11,88	0,82	44,46	32,58
J-49	11,9	0,81	44,01	32,11
J-50	11,92	0,82	41,53	29,61
J-51	11,91	0,81	41,24	29,33
J-52	11,92	0,81	40,06	28,14
J-53	11,94	0,83	39,73	27,79
J-54	11,87	0,82	38,51	26,64
J-55	11,87	1,06	38,07	26,2
J-56	-5,8	0,57	37,49	43,29
J-57	11,57	0,43	46,35	34,78
J-58	11,64	0,45	44,16	32,52
J-59	11,76	0,44	43,73	31,97
J-60	11,71	0,45	41,23	29,52
J-61	11,71	0,46	40,92	29,21
J-62	11,71	0,46	39,74	28,03
J-63	11,69	0,45	39,43	27,74
J-64	11,8	0,45	38,21	26,41
J-65	11,77	0,46	37,75	25,98
J-66	11,46	1,45	47,68	36,22
J-67	11,87	1,2	46,77	34,9
J-68	11,95	1,63	45,73	33,78
J-69	11,93	0,8	44,18	32,25
J-70	11,67	0,46	47,36	35,69
J-71	11,94	0,46	46,45	34,51
J-72	11,94	0,45	45,43	33,49
J-73	11,99	0,59	48,91	36,92
J-74	11,85	1,19	47,97	36,12
J-75	11,97	1,2	46,81	34,84
J-76	11,92	1,18	45,38	33,46

J-77	11,97	1,15	43,76	31,79
J-78	11,94	0,96	43,18	31,24
J-79	11,99	1,86	45,2	33,21
J-80	12,03	1,89	44,67	32,64
J-81	12,32	0,95	42,16	29,84
J-82	12,13	0,57	44,61	32,48
J-83	12,49	0,57	44,08	31,59
J-84	12,15	1,59	45,29	33,14
J-85	12,48	1,32	43,76	31,28
J-86	12,31	1,24	42,99	30,68
J-87	12,08	1,32	42,41	30,33
J-88	11,97	0,58	41,79	29,82
J-89	12,01	0,56	44,73	32,72
J-90	12,13	0,58	43,14	31,01
J-91	11,99	0,56	42,43	30,44
J-92	12,13	1,95	44,8	32,67
J-93	12,5	2	44,2	31,7
J-94	12,46	0,98	41,44	28,98
J-95	12,18	0,96	42,21	30,03
J-96	12,66	0,64	43,38	30,72
J-97	12,17	0,57	46,34	34,17
J-98	12,14	0,63	62	49,86
J-99	12,49	0,64	60,99	48,5
J-100	12,31	0,63	59,74	47,43
J-101	12,3	0,44	42,13	29,83
J-102	11,37	0,44	47,69	36,32
J-103	11,89	0,46	46,49	34,6
J-104	11,97	0,46	45,06	33,09
J-105	11,95	0,48	43,4	31,45
J-106	11,91	0,51	42,76	30,85
J-107	11,71	1,21	71,2	59,49
J-108	11,73	1,05	71,06	59,33
J-109	11,71	1,03	70,19	58,48
J-110	11,72	1,01	69,72	58
J-111	11,71	0,58	69,1	57,39
J-112	11,51	0,39	71	59,49
J-113	11,54	0,38	70,88	59,34
J-114	11,53	0,36	70,03	58,5
J-115	11,51	0,39	69,52	58,01
J-116	11,72	2,38	73,1	61,38
J-117	11,85	1,11	69,16	57,31

J-118	11,85	0,48	72,74	60,89
J-119	11,86	1,96	68,68	56,82
J-120	11,86	1,49	67,72	55,86
J-121	11,88	1,54	66,99	55,11
J-122	11,73	0,47	68,34	56,61
J-123	11,75	0,46	67,4	55,65
J-124	11,72	1,85	64,8	53,08
J-125	11,33	0,58	64,18	52,85
J-126	11,81	0,5	64,4	52,59
J-127	11,84	1,35	65,29	53,45
J-128	11,88	1,31	64,62	52,74
J-129	11,99	2,17	64,19	52,2
J-130	12,07	0,5	63,79	51,72
J-131	11,89	1,91	60,96	49,07
J-132	11,87	1,44	60,25	48,38
J-133	12,09	1,13	56,11	44,02
J-134	11,82	1,28	55,08	43,26
J-135	12,09	1,88	52,01	39,92
J-136	12,15	2,04	47,21	35,06
J-137	12,15	2,04	47,05	34,9
J-138	11,95	0,68	78,67	66,72
J-139	11,64	0,81	77,63	65,99

VII.10.4.Régime d'écoulement de l'eau dans le réseau :

VII.10.4.1.Calcul Nombre de Reynolds (Re) :

Tableau VII.5 : Nombre de Reynolds (Re).

Tronçon	nœud amont	nœud aval	longueur (m)	débit (L/s)	diamètre Extérieur (m)	diamètre Intérieur (mm)	diamètre Intérieur (m)	vitesse (m/s)	Nombre de Reynolds
P-1	J-1	J-2	152	87,14	400	327,4	0,327	1,04	339054
P-2	J-2	J-3	249	86,11	400	327,4	0,327	1,02	335047
P-3	J-3	J-4	164	83,71	400	327,4	0,327	0,99	325708
P-4	J-4	J-5	338	80,8	400	327,4	0,327	0,96	314386
P-5	J-5	J-6	988	30,11	250	204,6	0,205	0,92	187472
P-6	J-6	J-7	20	20,39	200	163,6	0,164	0,97	158768
P-7	J-7	J-8	206	15,04	160	130,8	0,131	1,12	146477
P-8	J-8	J-9	35	20,26	160	130,8	0,131	1,51	197316
P-9	J-9	J-10	104	17,21	160	130,8	0,131	1,28	167611
P-10	J-10	J-11	147	13,95	160	130,8	0,131	1,04	135862
P-11	J-11	J-12	19	3,76	110	90	0,09	0,59	53220
P-12	J-12	J-13	140	0,41	63	48,8	0,049	0,22	10703
P-13	J-13	J-14	18	4,89	110	90	0,09	0,77	69214
P-14	J-14	J-15	957	11,46	160	130,8	0,131	0,85	111611
P-15	J-15	J-16	262	10,35	160	130,8	0,131	0,77	100801
P-16	J-16	J-17	146	12,66	160	130,8	0,131	0,94	123298

P-17	J-17	J-18	146	14,67	160	130,8	0,131	1,09	142874
P-18	J-18	J-19	681	18,04	200	163,6	0,164	0,86	140470
P-19	J-19	J-20	467	41,42	315	257,8	0,258	0,79	204672
P-20	J-20	J-1	451	68,79	315	257,8	0,258	1,32	339917
P-21	J-20	J-21	180	24,57	200	163,6	0,164	1,17	191316
P-22	J-21	J-22	147	23,02	200	163,6	0,164	1,10	179247
P-23	J-22	J-23	121	21,61	200	163,6	0,164	1,03	168268
P-24	J-23	J-24	16	20,56	200	163,6	0,164	0,98	160092
P-25	J-24	J-25	128	19,42	200	163,6	0,164	0,92	151215
P-26	J-25	J-26	17	18,12	200	163,6	0,164	0,86	141093
P-27	J-26	J-27	130	16,83	200	163,6	0,164	0,80	131048
P-28	J-27	J-28	17	15,55	200	163,6	0,164	0,74	121081
P-29	J-28	J-29	247	14,09	200	163,6	0,164	0,67	109713
P-30	J-5	J-29	38	47,21	315	257,8	0,258	0,90	233282
P-31	J-21	J-30	141	0,36	63	48,8	0,049	0,19	9398
P-32	J-22	J-31	142	0,36	63	48,8	0,049	0,19	9398
P-33	J-23	J-32	136	0,35	63	48,8	0,049	0,19	9136
P-34	J-24	J-33	153	0,39	63	48,8	0,049	0,21	10181
P-35	J-25	J-34	182	0,46	63	48,8	0,049	0,25	12008
P-36	J-26	J-35	178	0,45	63	48,8	0,049	0,24	11747
P-37	J-27	J-36	177	0,45	63	48,8	0,049	0,24	11747
P-38	J-28	J-37	154	0,39	63	48,8	0,049	0,21	10181
P-39	J-29	J-38	17	60,53	315	257,8	0,258	1,16	299101
P-40	J-38	J-39	189	50,76	315	257,8	0,258	0,97	250824
P-41	J-39	J-40	18	43,76	250	204,6	0,205	1,33	272460
P-42	J-40	J-41	220	36,08	250	204,6	0,205	1,10	224642
P-43	J-41	J-42	167	30,67	250	204,6	0,205	0,93	190958
P-44	J-42	J-43	127	23,17	200	163,6	0,164	1,10	180415
P-45	J-43	J-44	17	13,94	160	130,8	0,131	1,04	135764
P-46	J-44	J-45	127	6,43	125	102,2	0,102	0,78	80148
P-47	J-45	J-15	147	4,6	110	90	0,09	0,72	65110
P-48	J-38	J-46	436	8,13	125	102,2	0,102	0,99	101337
P-49	J-46	J-39	243	5,85	125	102,2	0,102	0,71	72918
P-50	J-46	J-47	20	12,2	125	102,2	0,102	1,49	152069
P-51	J-47	J-48	126	10,97	125	102,2	0,102	1,34	136737
P-52	J-48	J-49	18	9,7	110	90	0,09	1,53	137297
P-53	J-49	J-50	127	8,44	110	90	0,09	1,33	119462
P-54	J-50	J-51	20	7,17	110	90	0,09	1,13	101486
P-55	J-51	J-52	117	5,9	110	90	0,09	0,93	83510
P-56	J-52	J-53	19	4,64	90	73,6	0,074	1,09	80310
P-57	J-53	J-54	130	3,35	90	73,6	0,074	0,79	57983
P-58	J-54	J-55	15	2,09	63	48,8	0,049	1,12	54558
P-59	J-55	J-56	222	0,57	63	48,8	0,049	0,30	14879
P-60	J-47	J-57	168	0,43	63	48,8	0,049	0,23	11225
P-61	J-48	J-58	177	0,45	63	48,8	0,049	0,24	11747
P-62	J-49	J-59	173	0,44	63	48,8	0,049	0,24	11486
P-63	J-50	J-60	176	0,45	63	48,8	0,049	0,24	11747
P-64	J-51	J-61	180	0,46	63	48,8	0,049	0,25	12008
P-65	J-52	J-62	180	0,46	63	48,8	0,049	0,25	12008
P-66	J-53	J-63	177	0,45	63	48,8	0,049	0,24	11747
P-67	J-54	J-64	175	0,45	63	48,8	0,049	0,24	11747
P-68	J-55	J-65	180	0,46	63	48,8	0,049	0,25	12008
P-69	J-40	J-66	242	6,46	110	90	0,09	1,02	91437
P-70	J-66	J-67	146	4,55	110	90	0,09	0,72	64402

P-71	J-67	J-68	145	2,89	90	73,6	0,074	0,68	50021
P-72	J-68	J-69	315	0,8	63	48,8	0,049	0,43	20883
P-73	J-66	J-70	179	0,46	63	48,8	0,049	0,25	12008
P-74	J-67	J-71	181	0,46	63	48,8	0,049	0,25	12008
P-75	J-68	J-72	178	0,45	63	48,8	0,049	0,24	11747
P-76	J-41	J-73	84	11,69	160	130,8	0,131	0,87	113851
P-77	J-73	J-74	148	12,29	160	130,8	0,131	0,92	119695
P-78	J-74	J-75	145	13,91	160	130,8	0,131	1,04	135472
P-79	J-75	J-76	145	15,58	160	130,8	0,131	1,16	151736
P-80	J-76	J-77	137	17,21	160	130,8	0,131	1,28	167611
P-81	J-77	J-78	124	18,83	200	163,6	0,164	0,90	146621
P-82	J-78	J-19	56	20,3	200	163,6	0,164	0,97	158068
P-83	J-42	J-79	360	5,83	110	90	0,09	0,92	82519
P-84	J-79	J-80	145	3,4	110	90	0,09	0,53	48125
P-85	J-80	J-81	371	0,95	63	48,8	0,049	0,51	24799
P-86	J-79	J-82	224	0,57	63	48,8	0,049	0,30	14879
P-87	J-80	J-83	223	0,57	63	48,8	0,049	0,30	14879
P-88	J-43	J-84	259	8,2	125	102,2	0,102	1,00	102210
P-89	J-84	J-85	145	6,05	110	90	0,09	0,95	85633
P-90	J-85	J-86	146	4,15	110	90	0,09	0,65	58740
P-91	J-86	J-87	120	2,34	90	73,6	0,074	0,55	40501
P-92	J-87	J-88	227	0,58	63	48,8	0,049	0,31	15140
P-93	J-84	J-89	220	0,56	63	48,8	0,049	0,30	14618
P-94	J-85	J-90	227	0,58	63	48,8	0,049	0,31	15140
P-95	J-86	J-91	221	0,56	63	48,8	0,049	0,30	14618
P-96	J-44	J-92	241	6,53	110	90	0,09	1,03	92427
P-97	J-92	J-93	146	3,62	110	90	0,09	0,57	51238
P-98	J-93	J-94	385	0,98	63	48,8	0,049	0,52	25582
P-99	J-92	J-95	376	0,96	63	48,8	0,049	0,51	25060
P-100	J-93	J-96	251	0,64	63	48,8	0,049	0,34	16707
P-101	J-45	J-97	222	0,57	63	48,8	0,049	0,30	14879
P-102	J-16	J-98	247	0,63	63	48,8	0,049	0,34	16446
P-103	J-17	J-99	249	0,64	63	48,8	0,049	0,34	16707
P-104	J-18	J-100	246	0,63	63	48,8	0,049	0,34	16446
P-105	J-87	J-101	172	0,44	63	48,8	0,049	0,24	11486
P-106	J-74	J-102	172	0,44	63	48,8	0,049	0,24	11486
P-107	J-75	J-103	181	0,46	63	48,8	0,049	0,25	12008
P-108	J-76	J-104	179	0,46	63	48,8	0,049	0,25	12008
P-109	J-77	J-105	188	0,48	63	48,8	0,049	0,26	12530
P-110	J-78	J-106	198	0,51	63	48,8	0,049	0,27	13313
P-111	J-6	J-107	301	6,39	110	90	0,09	1,00	90446
P-112	J-107	J-108	20	4,79	110	90	0,09	0,75	67799
P-113	J-108	J-109	243	3,37	110	90	0,09	0,53	47700
P-114	J-109	J-110	18	1,98	63	48,8	0,049	1,06	51686
P-115	J-110	J-111	228	0,58	63	48,8	0,049	0,31	15140
P-116	J-107	J-112	153	0,39	63	48,8	0,049	0,21	10181
P-117	J-108	J-113	147	0,38	63	48,8	0,049	0,20	9920
P-118	J-109	J-114	141	0,36	63	48,8	0,049	0,19	9398
P-119	J-110	J-115	151	0,39	63	48,8	0,049	0,21	10181
P-120	J-7	J-116	309	3,98	110	90	0,09	0,63	56334
P-121	J-116	J-117	436	1,11	63	48,8	0,049	0,59	28976
P-122	J-116	J-118	189	0,48	63	48,8	0,049	0,26	12530
P-123	J-8	J-119	320	6,65	110	90	0,09	1,05	94126
P-124	J-119	J-120	264	9,08	160	130,8	0,131	0,68	88432

P-125	J-120	J-121	140	11,02	160	130,8	0,131	0,82	107326
P-126	J-121	J-41	162	15,48	160	130,8	0,131	1,15	150763
P-127	J-119	J-122	183	0,47	63	48,8	0,049	0,25	12269
P-128	J-120	J-123	179	0,46	63	48,8	0,049	0,25	12008
P-129	J-121	J-124	300	2,92	90	73,6	0,074	0,69	50540
P-130	J-124	J-125	228	0,58	63	48,8	0,049	0,31	15140
P-131	J-124	J-126	195	0,5	63	48,8	0,049	0,27	13052
P-132	J-9	J-127	528	1,35	63	48,8	0,049	0,72	35241
P-133	J-10	J-128	513	1,31	63	48,8	0,049	0,70	34197
P-134	J-11	J-129	528	8,43	125	102,2	0,102	1,03	105077
P-135	J-129	J-130	195	0,5	63	48,8	0,049	0,27	13052
P-136	J-129	J-131	126	5,76	90	73,6	0,074	1,35	99695
P-137	J-131	J-132	122	2,58	90	73,6	0,074	0,61	44655
P-138	J-132	J-133	444	1,13	63	48,8	0,049	0,60	29498
P-139	J-131	J-134	500	1,28	63	48,8	0,049	0,68	33413
P-140	J-12	J-135	737	1,88	63	48,8	0,049	1,01	49076
P-141	J-13	J-136	799	2,04	63	48,8	0,049	1,09	53253
P-142	J-14	J-137	800	2,04	63	48,8	0,049	1,09	53253
P-143	J-3	J-138	265	0,68	63	48,8	0,049	0,36	17751
P-144	J-4	J-139	318	0,81	63	48,8	0,049	0,43	21144
P-145	J-1	R-1	105	158	500	409,2	0,409	1,20	491872

Remarque : Le régime d'écoulement de l'eau dans le réseau est un régime TURBULENT Alors la formule de Hazen Williams est applicable dans notre cas.

Interprétation :

D'après les résultats des calculs hydrauliques nous avons remarqué que les pressions aux nœuds et les vitesses d'écoulement sont acceptables donc le réseau projeté répond aux conditions de fonctionnement hydraulique.

La simulation du réseau à travers le logiciel WATER CAD nous a permis de déterminer les différents diamètres susceptibles d'assurer un bon fonctionnement du réseau en cas de pointe, en assurant une pression supérieure à 0,2bars.

Pour les vitesses, nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre la marge de 0,22 à 1.53m/s.

VII.10.5.Cas du réseau d'incendie :

Tableau VII.6: calcul hydraulique de réseau d'incendie.

Tronçon	nœud amont	nœud aval	longueur (m)	débit (l/s)	Matériaux	diamètre (mm)	vitesse (m/s)	perte de charge (mm/mm)	perte de charge (m)
P-4	J-2	J-3	231	62,43	PEHD PN20	250	1,27	0,005	1,15
P-5	J-3	J-4	317	30,15	PEHD PN20	160	1,50	0,011	3,60
P-6	J-4	J-5	654	7,84	PEHD PN20	125	0,64	0,003	2,05
P-7	J-5	J-6	537	3,85	PEHD PN20	110	0,41	0,002	0,84
P-8	J-6	J-7	517	34,93	PEHD PN20	200	1,11	0,005	2,60
P-9	J-7	J-14	757	45,57	PEHD PN20	200	1,45	0,008	6,23
P-10	J-2	J-7	883	30	PEHD PN20	200	0,96	0,004	3,35
P-13	J-10	J-11	555	3,92	PEHD PN20	110	0,41	0,002	0,90
P-15	J-10	J-3	1637	15,28	PEHD PN20	160	0,76	0,003	5,29
P-16	J-4	J-5	720	5,32	PEHD PN20	110	0,56	0,003	2,05
P-30	J-14	J-17	459,64	109,93	PEHD PN20	315	1,41	0,005	2,11
P-31	J-17	J-2	167,36	109,43	PEHD PN20	315	1,40	0,005	0,76
P-34	J-19	J-14	166	172,5	PEHD PN20	315	2,21	0,011	1,76
P-40	J-7	J-25	290	23,64	PEHD PN20	200	0,75	0,002	0,71
P-41	J-25	J-9	245	23,14	PEHD PN20	200	0,74	0,002	0,58
P-43	J-9	J-27	321	6,14	PEHD PN20	110	0,65	0,004	1,19
P-44	J-27	J-10	228	5,64	PEHD PN20	110	0,59	0,003	0,72
P-47	J-29	J-6	291	14,08	PEHD PN20	160	0,70	0,003	0,81
P-49	J-11	J-31	16	13,08	PEHD PN20	160	0,65	0,002	0,04
P-50	J-31	J-29	246	13,58	PEHD PN20	160	0,68	0,003	0,64
P-53	-A-	J-19	5,52	173	PEHD PN20	400	1,38	0,003	0,02

VII.10.6. Les pressions au niveau du Poteau d'incendie :

Tableau VII.7 : pressions au niveau des nœuds (cas d'incendie).

Nœud	Cote au sol (m)	Débit (l/s)	Gradient hydraulique(m)	Pression (mce)
J-2	11,82	17	74,69	62,7
J-3	11,95	17	73,55	61,5
J-4	12,07	17	69,97	57,8
J-5	12,24	17	67,98	55,6
J-6	12,1	17	68,91	56,7
J-7	11,63	17	71,44	59,7
J-9	11,72	17	70,21	58,4
J-10	15,92	17	68,35	52,3
J-11	11,95	17	67,53	55,5
J-16	11,65	17	77,51	65,7

Interprétation:

La simulation du réseau à travers le logiciel WATER CAD nous a permis de déterminer les différents diamètres susceptibles d'assurer un bon fonctionnement du réseau en cas d'incendie, en assurant une pression supérieure à 0,5 bars.

Pour les vitesses, nous avons obtenu des valeurs qui se situent entre la marge de 0,41 à 2.21m/s.

VII.10.7. Equipement du réseau de distribution :

➤ **Type de canalisation :**

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, les diamètres utilisés varient entre 63 mm et 500 mm.

➤ **Appareils et accessoires du réseau :**

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

a) **Robinets vannes :**

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

Il existe plusieurs types de vannes. On distingue:

- Les vannes d'isolement.
- Les vannes à papillon.
- Les vannes à clapet.
- Les vannes de réduction

b) **poteaux d'incendie :**

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites « d'un diamètre minimale de 100 mm » capables d'assurer un débit minimum 17(l/s) avec une pression de 0,8 bar. Ces derniers

seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques d'incendies.

c) Robinets de vidange :

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

d) Pièces spéciales de raccordement:

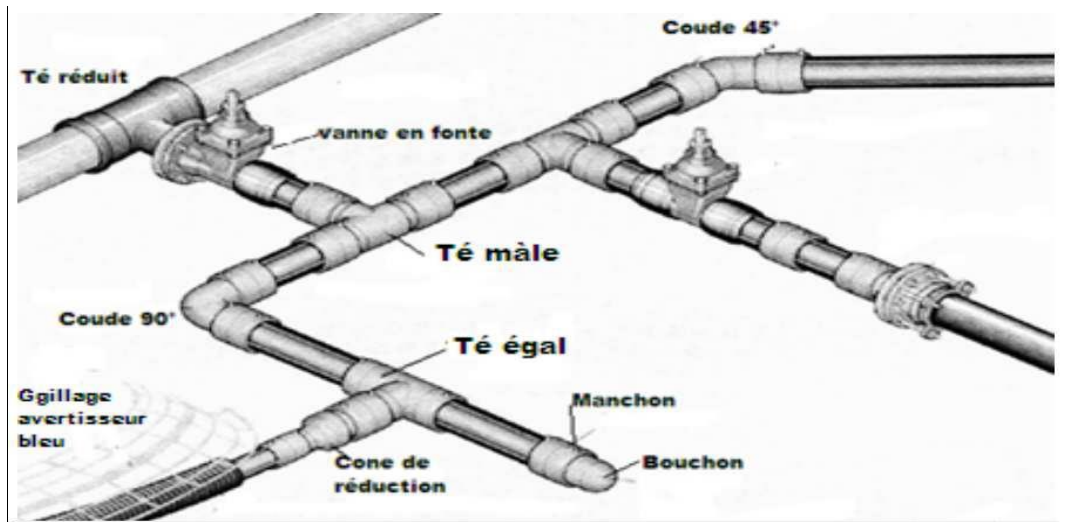


Figure VII.1: Les différents types des Raccords.

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

Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons fait le dimensionnement de notre réseau avec le

Logiciel WATER CAD qui donne des résultats très fiables, des vitesses et des pressions

acceptables. Les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre 63 mm et 550mm.

Pour le réseau de distribution on a utilisé des conduites en PEHD PN16 et pour réseau d'incendie PEHD PN20.

CHAPITRE VIII :

*Organisation de chantier et
devis estimatif du projet*

Introduction :

Afin que notre projet soit exécutable dans des meilleures conditions possibles, nous devons accomplir une opération, dite organisation de chantier, qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux en optimisant les ressources et les délais.

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain, en multipliant le volume des travaux par le prix unitaire.

Pour notre projet on a les travaux suivants :

- ✓ Réservoir de stockage ;
- ✓ Conduite d'amené ;
- ✓ Réseau de distribution de la zone industrielle « Parc » ;
- ✓ Les ouvrages en ligne ;
- ✓ Station de pompage.

VIII.1. Différents travaux :**VIII.1.1. Travaux concernant la station de pompage :**

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

1) Décapage :

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abattage des arbres ...ect). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10 cm.

2) Exécution des fouilles :

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \times l \times h$

Avec :

- L : Longueur de la fouille (m) ;
- l : Largeur de la fouille (m) ;
- h : profondeur de la fouille (m).

Soit : $1,5 \times 1,5 \times 1,5$ m³.

3) Coulage du béton de propreté :

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur une sole propre et stable. Cette opération consiste à couler 10 cm de gros béton au fond des fouilles.

4) Remblayage :

Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

5) Coulage du béton :

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 Kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, les demis- poteaux et les semelles nécessite une bétonnière à Tambour. Pour les longrines et les dalles (là où les volumes du béton sont importants) une pompe à béton est nécessaire.

6) Maçonnerie :

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces.

VIII.1.2. Travaux concernant l'adduction :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

1) Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations rectangulaires. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un coté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

2) Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

3) Pose du lit de sable :

Avant la pose de conduite, nous procédons à la pose d'un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 0,15 à 0,2 m nivelée suivant les côtes du profil en long. Dans notre cas il sera constitué par le gravier puisque le terrain est de nature ordinaire.

4) Pose des conduites :

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

5) Epreuve de joint et de la canalisation :

Les épreuves de pression des conduites et des joints sont destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesurer de l'avancement des travaux, pour plus de sécurité ces épreuves se font avant le remblaiement.

6) Remblayage des tranchées :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassé est effectuée manuellement en utilisant la terre des déblais, (tout élément indésirable étant exclu).

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm. Sachant que le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

A. Le remblai d'enrobage :

Comprend le lit de pose, l'assise, le remblai de protection. Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10 cm au-dessus de sa génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui de lit de pose.

B. Le remblai supérieur :

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille. Ceux-ci seront toutefois expurgés des éléments de dimension supérieure à 10 cm, des débris végétaux et animaux, des vestiges de maçonnerie et tout élément pouvant porter atteinte à la canalisation.

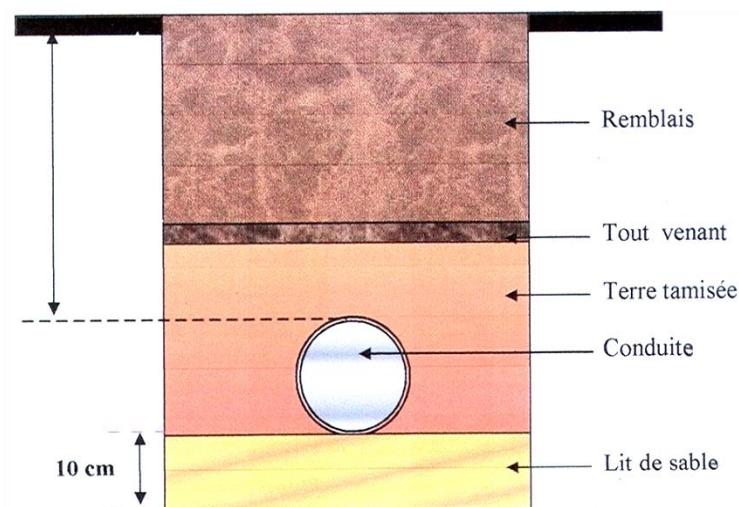


Figure VIII.1 : Remblayage des tranchées

VIII.1.3. Travaux concernant les réservoirs :

Dans la zone d'étude nous avons à construire quatre réservoirs. Dans cette partie du projet, nous allons déterminer les volumes des travaux pour la réalisation d'un réservoir.

- ✓ Excavation ;
- ✓ Pose du tout-venant ;
- ✓ Coulage du béton de propreté ;
- ✓ Coulage du béton du radier ;
- ✓ Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre ;
- ✓ Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre ;
- ✓ Maçonnerie de la chambre de manœuvre.

VIII.1.4. Travaux concernant la réalisation d'un réseau :

- ✓ Travaux de la tranchée.
- ✓ Fourniture et pose du lit de sable.
- ✓ Pose des conduites.
- ✓ Travaux de remblaiement de la tranchée.

VIII.2. Calcul des volumes des travaux :**VIII.2.1. Calcul des volumes de la station de pompage :**

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de longueur L et de largeur l soit : $20 \times 30 \text{ m}^2$;
- La profondeur des fouilles $h = 1,5 \text{ m}$;
- Les semelles sont de forme carré de côté $L = 1,5 \text{ m}$ et de hauteur $h = 0,40 \text{ m}$;
- Les demi- poteaux sont de forme carré de côté $0,35 \text{ m}$ et de hauteur $h = 1,7 \text{ m}$;
- Les poteaux sont de forme carré de côté $0,35 \text{ m}$ et de hauteur totale $h = 6 \text{ m}$;
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de 7 cm ;
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de $0,15 \text{ m}$;
- Les longrines ont une hauteur de $h = 0,60 \text{ m}$ et une épaisseur de $0,35 \text{ m}$.

Le bâtiment ayant une longueur de 20 m et une largeur de 30 m , sachant que l'espacement entre deux poteaux sur longueur est de 6.2 m , entre les deux poteaux sur largeur est de 29.3 m . le nombre de poteaux total est de 8.

Le nombre de fouilles ainsi que le nombre de semelles est égal au nombre de poteau soit 8 semelles et 8 fouilles.

VIII.2.1.1. Calcul du volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à décaper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extérieures des fouilles $[(20 + 2 \times 0,57) \times (30 + 2 \times 0,57)] \times 0,10 = 65.83 \text{ m}^3$

Donc le volume de décapage est estimé à 66 m^3 .

VIII.2.1.2. Calcul du volume des déblais :

Le bâtiment de la station de pompage étant sur le terrain naturel, le volume des déblais est égal au volume des terres excavées des fouilles. La fouille ayant le volume de : $(1,5)^3 \text{ m}^3 = 3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 8, le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est de 27 m^3 .

Donc le volume totale des déblais est tel que : $66 + 27$ soit environ : 93 m^3 .

VIII.2.1.3. Calcul du volume du béton de propreté :

Le volume du béton de propreté dans une fouille est de $1,5 \times 1,5 \times 0,1$ soit $0,225 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 8, le volume total du béton de propreté est de $1,8 \text{ m}^3$.

VIII.2.1.4. Calcul du volume de béton armé :

Les éléments de la station de pompage dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- ✓ Semelles ;
- ✓ Demi-poteaux ;
- ✓ Poteaux ;
- ✓ Longrines ;
- ✓ Chape inférieure ;
- ✓ Dalle supérieure.

Tableau VIII.1 : Calcul du volume du béton armé pour SP1

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	N	V = L×l×h×N
Semelles	1,5	1,5	0,4	8	7,2
Demi-poteaux	0,35	0,35	1,7	8	1,67
Poteaux	0,35	0,35	6	8	5,88
Ceintures inf. sup. long.	20	0,35	0,6	4	16,8
Ceintures inf. sup. larg.	30	0,35	0,6	8	50,4
Dalle supérieure	20	30	0,07	1	42
Chape inférieure	20	30	0,07	1	42
Total :					165.95 m³

VIII.2.1.5. Calcul du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté des fouilles est $1,5 \times 1,5 \times 1$ (1,5 m profondeur initiale de la fouille moins l'épaisseur de la semelle et du béton de propreté donne une profondeur de 1 m), le volume est de 2,25 m³. Le nombre de fouilles étant de 8, donc le volume total de remblais compacté des fouilles est de : 18 m³.

VIII.2.1.6. Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions 30 × 20 (cm2). La surface de la maçonnerie totale est :

S maçonnerie : ST. murs – S fenêtres – S portail

Avec :

- ST. murs : Surface totale des murs (m2) ;
- S fenêtres : Surface des fenêtres (m2) ;
- S portail : Surface du portail (m2).

AN :

- ST. murs = $(6.2 \times 6 \times 6) + (29.3 \times 2 \times 6) = 574.8 \text{ m}^2$
- S fenêtres = $5 \times 2,2 \times 1,4 = 15,4 \text{ m}^2$
- S portail = $4 \times 3 = 12 \text{ m}^2$

Donc : S maçonneries = $43,58 - 15,4 - 12 = 574,8 \text{ m}^2$

D'où le nombre de brique nécessaire est de :

$$N = \frac{S_{\text{maçonnerie}}}{S_{\text{brique}}} = \frac{574.8}{0,3 \times 0,2} = 9580$$

Le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de 9600 briques. Les résultats du volume des travaux sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau VIII.2 : Volumes des travaux de la SP.

N °	Désignation	Unité	Quantité
1	Décapage	m3	66
2	Excavation	m3	93
3	Remblais compacté	m3	18
4	Béton de propreté	m3	1,8
5	Béton armé semelle	m3	7,2
6	Béton armé demi poteaux	m3	1,67
7	Béton armé des ceintures	m3	67.2
8	Béton armé poteaux	m3	5,88
9	Béton armé dalle	m3	84
10	Maçonnerie (briquetage)	Brique	9600

VIII.2.2. Calcul des volumes des travaux de l’adduction :

VIII.2.2.1. Déblai d’excavation :

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers sachant que :

$$S_D = b \times h \dots\dots\dots (VIII. 1)$$

Avec :

- S_D : surface des déblais de chaque coupe ;
- b : largeur de la tranchée ;
- h : profondeur de la tranchée.

$$V_D = S_D \times L \dots\dots\dots (VIII. 2)$$

- V_D : volume des déblais entre deux coupes consécutives ;
- L : distance entre deux coupes consécutives.

➤ **La profondeur de la tranchée :**

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite. Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_L \dots\dots\dots (VIII. 3)$$

Avec :

- H_{tr} : profondeur de la tranchée (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol $h=1$ m ;
- h_L : épaisseur du lit de pose $h_L = 0,20$ m.

➤ **Largeur de la tranchée :**

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 40 cm d’espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,8 \dots\dots\dots (VIII. 4)$$

Avec :

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

Les résultats de calcul du volume du déblai de l’adduction sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Calcul du volume du déblai de l’adduction.

D (mm)	L (m)	b (m)	Htr (mm)	SD (m2)	VD (m3)
500	8015	1.3	1.7	3,38	27090.7

VIII.2.2.2. Lit de sable :

Le long de l’adduction, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 20 cm d’épaisseur.

$$V_L = b \times e \times L \dots \dots \dots (VIII. 5)$$

Avec :

- V_L : volume du lit de sable (m3) ;
- b : largeur de la tranchée (m) ;
- e : épaisseur du lit de sable, e = 20 cm ;
- L : longueur de la tranchée (m).

Les résultats de calcul du volume du lit sable sont représentées dans le tableau suivant :

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

D (mm)	L (m)	b (m)	e (m)	VL (m3)
500	8015	1,3	0,2	2083 ,9

VIII.2.2.3. Volume de la conduite :

Après l’exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_C = \frac{\pi \times D^2}{4} \dots \dots \dots (VIII. 6)$$

Avec :

- S_C : section de la conduite (m2) ;
- D : diamètre de la conduite (m).

$$V_C = S_C \times L \dots \dots \dots (VIII.7)$$

- V_C : volume de la conduite (m3).

Tableau VIII.5 : Calcul des volumes des conduites.

D (mm)	L (mm)	SC (m2)	VC (m3)
500	8015	0,196	1573.74

VII.2.2.4. Remblais compacté :

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable.

$$V_r = V_D - V_C - V_L \dots \dots \dots \text{(VIII. 8)}$$

Avec :

- V_r : volume du remblai (m3) ;
- V_D : volume des déblais (m3) ;
- V_C : volume occupé par la conduite (m3) ;
- V_L : volume du lit de sable (m3) ;

AN: $V_r = 27090.7 - 2083.9 - 1573.74 = 23433.06 \text{ m}^3$.

Tableau VIII.6 : Volumes des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unite	Quantité
1	Déblais	m3	27090.7
2	Lit de sable	m3	2083.9
3	Les conduites	M	8015
4	Remblais	m3	23433.06

VIII.2.3. Calcul des volumes des travaux de réservoir :

- ✓ Le réservoir de notre système d'adduction de stockage de capacité 10000 m3, et une bache de reprise de capacité de 48.75 m3.
- ✓ La profondeur d'excavation est de 2m ;
- ✓ Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m (1m de part et d'autre)
- ✓ L'épaisseur du lit de tout venant est de : 0,3 m ;
- ✓ L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m ;
- ✓ L'épaisseur du radier du réservoir est de: 0,15 m ;
- ✓ L'épaisseur du voile du réservoir est de : 0,25 m ;
- ✓ L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m ;
- ✓ L'acrotère à 0,3 m de hauteur et 0,08 m d'épaisseur ;
- ✓ Les chicanes sont en brique de surface unitaire de $0,2 \times 0,3 \text{ m}^2$.

➤ **Les chambres de manœuvres auront les dimensions suivantes :**

- ✓ La longueur est de 3-6 m ;
- ✓ La largeur est de 2-5 m ;
- ✓ La hauteur est de 3 m ;
- ✓ Les murs enterrés sont en béton armé de 0,2 m d'épaisseur sur une profondeur de 0,5 m ;
- ✓ Les murs sur sol sont en briques sur une hauteur de 2,5 m ;
- ✓ La dalle à 0,15 m d'épaisseur repose sur 4 poteaux est 3 ceintures ;
- ✓ Les poteaux sont de forme carrée ($0,3 \times 0,3 \text{ m}^2$) et les ceintures de forme rectangulaire ($0,3 \times 0,45 \text{ m}^2$).

VIII.2.3.1. Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est la somme des déblais des réservoirs et des chambres de manoeuvres :

$$V_d = \left[\left(\frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \right) + (L \times l) \right] \times h_{exc} \dots\dots\dots(VIII. 9)$$

Avec :

- V_d : Volume total des Déblais (m3);
- D_{exc} : Diamètre d’excavation (m), $D_{exc} = D_{ext} + 2$;
- D_{ext} : Diamètre extérieur du radier du réservoir (m), $D_{ext} = D_{int} + (2 \times 0,3)$;
- D_{int} : Diamètre intérieur du réservoir (m) ;
- L : longueur de la chambre de manœuvre (m) ;
- l : largeur de la chambre de manœuvre (m) ;
- h_{exc} : profondeur d’excavation (m), $h_{exc} = 1$ m.

Tableau VIII.7 : Calcul des volumes des déblais pour les réservoirs et les chambres de manœuvres.

Réservoirs	Dint (m)	Dext (m)	Dexc (m)	L (m)	l (m)	Vd (m3)
Réservoir	51	51.6	53.6	5	4	2256.42
Bâche de reprise	4	4.6	6.6	0	0	34.21
						Total:2290.63m³

VIII.2.3.2. Calcul du volume du tout-venant :

Le volume du tout-venant sera calculé par la formule suivante :

$$V_{tv} = \frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \times e_{tv} \dots\dots\dots (VIII. 10)$$

Avec :

- V_{tv} : Volume du tout-venant (m3) ;
- e_{tv} : Epaisseur de la couche du tout-venant (m), $e_{tv} = 0,3$ m ;

Tableau VIII.8 : Calcul des volumes du tout-venant.

Réservoirs	Dexc (m)	V _{tv} (m3)
Réservoir	53.6	676.93
Bâche de reprise	6.6	10.26
		Total:687.19m³

VIII.2.3.3. Calcul du volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0,6 m des parois extérieurs du réservoir. Le volume du béton de propreté sera calculé par la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi \times D_{bp}^2}{4} \times e_{bp} \dots\dots\dots (VIII. 11)$$

Avec :

- V_{bp} : Volume du béton de propreté (m3) ;
- D_{bp} : Diamètre de la couche du béton de propreté (m), $D_{bp} = D_{ext} + 1,2$;

- e_{bp} : Epaisseur de la couche du béton de propreté (m), $e_{bp} = 0,15$ m ;

Tableau VIII.9 : Calcul des volumes du béton de propreté.

Réservoirs	Dbp (m)	V _{bp} (m3)
Réservoir	52.8	328.43
Bâche de reprise	6.6	3.50
		Total:330.07m³

VIII.2.3.4. Calcul du volume du béton armé :

Les éléments des réservoirs dont le béton armé est le matériau de construction sont :

- ✓ Radiers des réservoirs ;
- ✓ Voiles des réservoirs ;
- ✓ Voiles de la chambre de manœuvre ;
- ✓ Ceintures supérieurs des réservoirs ;
- ✓ Coupoles des réservoirs ;
- ✓ Poteaux de la chambre de manœuvre ;
- ✓ Ceintures de la chambre de manœuvre ;
- ✓ Chape de la chambre de manœuvre ;
- ✓ Dalle de la chambre de manœuvre ;
- ✓ Maçonnerie de la chambre de manœuvre ;

Les éléments du réservoir, ayant des formes circulaires, sont estimés moyennant la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi \times (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} \times H \dots \dots \dots (VIII. 12)$$

Avec:

- D_{ext} : Diamètre extérieur de l'élément du réservoir (m);
- D_{int} : Diamètre intérieur de l'élément du réservoir (m);
- H : Hauteur de l'élément du réservoir (m) ;

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.10 : Calcul du volume du béton armé.

Réservoirs	Eléments	D _{ext} (m)	D _{int} (m)	H (m)	V _{ba} (m3)
Réservoir	Radiers	51.6	-	0,45	941.03
	Voiles	51.7	51	4	225.85
	Ceintures supérieures	52	51	0,5	40.45
	Acrotères	52	51.64	0,3	8.79
Bâche de reprise	Radiers	4.6	-	0,45	7.48
	Voiles	4.7	4	4	19.13
	Ceintures supérieures	5	4	0,5	3.53
	Acrotères	5	4.64	0,3	0.87
					Total:1247.08m³

➤ **Coupoles :**

La coupole est une sphérique de rayon :

$$R = \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2 \times f} \dots \dots \dots (VIII. 13)$$

Avec :

- R : Rayon de la coupole (m) ;
- D : Diamètre du réservoir (m) ;
- f : flèche de la coupole (m), f = 1,5 m ;

Et de volume :

$$V_c = 2 \times \pi \times R \times f \times e_c \dots \dots \dots (VIII. 14)$$

Avec :

- V_c: Volume du béton armé de la coupole (m²) ;
- e_c : Epaisseur de la coupole (m), e_c = 0,1 m.

Tableau VIII.11 : Calcul du volume du béton armé pour les coupoles.

Réservoirs	D(m)	R (m)	Vd (m ³)
Réservoir	51	217.5	204.99
Bâche de reprise	4	2.08	1.96
Total:			206.95m³

Le volume total du béton armé du réservoir est tel que **206.95 + 1247.08** soit **1454.03 m³**.

Les résultats de calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.12 : Calcul du volume du béton armé de la chambre de manœuvre.

Eléments	Longueur L (m)	Largeur l (m)	Hauteur h (m)	N	V =L×l×h×N
Voiles	5	0,2	0,5	3	1.5
Poteaux	0,3	0,3	3	4	1.08
Ceintures inf. long	5	0,3	0,3	3	1.35
Ceintures inf. larg	4	0,3	0,3	3	1.08
Ceintures sup. long	5	0,3	0,3	3	1.35
Ceintures sup. larg	4	0,3	0,45	3	1.62
Dalle supérieure	5	4	0,07	1	1.4
Chape inférieure	5	4	0,07	1	1.4
Total :					10,78m³

Le nombre des chambres de manœuvre étant quatre, alors le volume total du béton armé de ces chambres de manœuvre est de : **4 × 10,78 soit : 43,12 m3.**

Remarque: le volume total du béton armé du réservoir et de la chambre de manœuvre sera de **1497.15 m3.**

VIII.2.3.5. Calcul du volume du remblai compacté :

Le volume du remblai compacté est égal au vide restant, après coulage du béton armé des voiles, entre ces derniers et les limites d'excavation.

$$V_r = \frac{\pi \times (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} \times h \dots\dots\dots(VIII. 15)$$

Avec:

- V_r : Volume du remblai compacté (m3) ;
- D_{ext} : Diamètre extérieur du réservoir (m) ;
- h : Profondeur d'excavation (m), $h = 1$ m .

Tableau VIII.13 : Calcul du volume du remblai compacté.

Réservoirs	D_{ext} (m)	D_{exc} (m)	V_r (m ³)
Réservoir	51.6	53.6	52.6
Bâche de reprise	4.6	6.6	5.6
			Total : 58.2m³

VIII.2.3.6. Calcul du volume de la maçonnerie :

Pour les réservoirs seuls les murs sur sol de la chambre de manœuvre seront construits avec des briques de dimensions 30 × 20 (cm²)

La surface de la maçonnerie de la chambre de manœuvre est telle que [(5 × 2) + 4] × 3 soit 42 m2.

La surface unitaire (surface d'une brique) étant de 0,06 m², la quantité de brique pour la maçonnerie est de 700 briques, le nombre de briques à prévoir en tenant compte de la casse est de 720 briques.

Le nombre des chambres de manœuvre étant quatre, alors le nombre total de briques de ces chambres de manœuvre est de : 4 × 720 soit : **2880 briques**

VIII.2.4. Calcul des volumes des travaux d'un réseau :

- ✓ Travaux de la tranchée.
- ✓ Fourniture et pose du lit de sable.
- ✓ Pose des conduites.
- ✓ Travaux de remblaiement de la tranchée.

VIII.2.4.1. volumes des déblais des tranchées :

Notre cas on a la forme des tranchées rectangulaire donc :

Le volume des déblais des tranchées « vp » pour ce type de tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_D = b. L. H_{tr} \dots\dots\dots(VIII. 16)$$

Avec:

- b : largeur de la tranchée (m) ;

$$b = D + 2 * a \dots\dots\dots (VIII. 17)$$

- a : distance entre la conduite et l'extrémité de la fouille ; (a=0.30m)
- L : longueur totale de la tranchée (m) ;
- H_{tr} : profondeur de la tranchée (m)

$$H_{tr} = e + h + D \dots\dots\dots (VIII. 18)$$

- e : épaisseur de la couche du lit de pose ; e=0.10m
- H : profondeur minimale au-dessus de la génératrice supérieure de la couche (m) ;
- D : diamètre nominal de la conduite (m).

VIII.2.4.2. volume du découvert :

Le volume de la couche végétale à décaper est calculé comme suit :

$$V = b \cdot h \cdot L \dots\dots\dots (VIII. 19)$$

- b : la largeur de la couche végétale (m) ;
- h : la hauteur de la couche végétale (m) ; h=0.20m
- L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.2.4.3. volume occupé par le lit de pose :

Ce volume est donné par la formule suivante :

$$V_{LP} = e \cdot b \cdot L \dots\dots\dots (VIII. 20)$$

Avec :

- e : épaisseur de la couche du lit de pose ; e=0.10m
- b : largeur de la tranchée (m) ;
- L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.2.4.4. volume de la conduite :

Le volume occupé par la conduite dans la tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_c = \frac{\pi D^2}{4} L \dots\dots\dots (VIII. 21)$$

Avec :

- D : diamètre de la conduite (m) ;

- L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.2.4.5.volume d’enrobage tamisée :

Ce volume est exprimé par la formule suivante :

$$V_{e,t} = b \cdot (D+0.20) \cdot L \cdot V_C \dots\dots\dots(VIII. 22)$$

Avec :

- b : largeur de la tranchée (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- L : longueur totale de la conduite (m³)

VIII.2.4.6.volume du remblai :

Le volume du remblai de la conduite est donné par l’expression suivante :

$$V_R = V_{D.F} - V_{\text{évacué}} \dots\dots\dots(VIII. 23)$$

Avec :

- V_{D.F} : volume des déblais foisonnés.

$$V_{D.F} = V_D \cdot K_f \dots\dots\dots(VIII. 24)$$

- K_f=1.25 (Coefficient de foisonnement)

VIII.2.4.7.volume évacué à la décharge :

$$V_{\text{évacué}} = V_{LP} + V_c + V_{e,t} \dots\dots\dots(VIII. 25)$$

Avec :

- V_{LP} : volume occupé par le lit de pose (m³) ;
- V_c : volume de la conduite (m³) ;
- V_{e,t} : volume d’enrobage tamisé (m³) ;

Tableau VIII.14 : Différents volumes d'excavation de réseau de distribution

D (m)	L (m)	B (m)	H _{tr} (m)	Volume Déblai (m ³)	Volume lit de sable(m ³)	Volume Remblai (m ³)	Volume Conduit (m ³)	volume évacué à la décharge
0,63	416,05	0,92	1,22	466,97	38,28	5845,77	32,41	43258,8
0,315	2201,69	0,85	1,15	2152,15	187,14	88573,98	108,02	6423,93
0,25	1350,01	0,68	0,98	899,65	91,80	480,33	5,96	91264,17
0,2	2056,11	0,8	1,1	1809,38	164,49	40446,14	64,56	42707,85
0,16	925	0,76	1,06	745,18	70,30	3861,87	18,59	4793,34
0,125	1376,5	0,73	1,03	1034,99	100,48	4314,04	16,88	5592,68
0,11	1492,02	0,69	0,99	1019,20	102,95	1670,81	9,49	735,38
0,09	574,15	0,71	1,01	411,72	40,76	220,73	5,45	2944,81
0,075	368,1	1,23	1,53	692,73	45,28	42392,9	114,69	1590,92

Tableau VIII.15 : Différents volumes d'excavation de réseau d'incendie :

D(m)	L (ml)	B(m)	H tr	Volume de déblais (m ³)	Volume de lit de sable (m ³)	Volume de remblais	Volume de conduite
0,11	778	0,71	1,01	557,9038	55,238	630,666828	7,389833
0,125	786,5	0,725	1,025	584,467813	57,02125	1123,84047	9,64691406
0,25	6136,5	0,85	1,15	5998,42875	521,6025	700004,297	301,072031
0,315	618,5	0,915	1,215	687,601913	56,59275	13286,2811	48,1759701
0,4	357,5	1	1,3	464,75	35,75	9131,1935	44,902

VIII.3. Calcul des coûts des travaux :

Les coûts des travaux de l'adduction, la station de pompage, les réservoirs et les réseaux sont mentionnés dans les tableaux suivant :

Tableau VIII.16 : Coût des travaux de la station de pompage.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m3	93	300	27900
2	Béton de propreté	m3	1.8	8000	14400
3	Béton armé	m3	165.95	25000	4148750
4	Remblais compacté	m3	18	400	7200
5	Maçonnerie	Brique	9600	40	384000
Total:					4582250Da

➤ Le coût des travaux de la station de pompage est de : **4582250Da**

Tableau VIII.17: Coût des travaux de l'adduction.

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m3	27090.7	300	8127210
2	Lit de sable	m3	2083.9	800	1667120
3	Conduite Ø 500	M	8015	14911	119511665
4	Remblai compacté	m3	23433.06	400	9373224
Total:					19167554Da

➤ Le coût des travaux de l'adduction est de : **19167554Da.**

Tableau VIII.18: Coût des travaux de réservoir.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m3	2290.63	300	687189
2	Tout venant	m3	687.19	600	412314
3	Béton de propreté	m3	330.07	8000	2640560
4	Béton armé	m3	1497.15	25000	37428750
5	Remblais compacté	m3	58.2	400	23280
6	Maçonnerie	Brique	2880	40	115200
Total:					41307293Da

➤ Le coût des travaux de réservoir est de : **41307293Da.**

Tableau VIII.19: Coût des travaux de réseau de distribution

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m3	9231.97	300	2769591
2	Lit de sable	m3	841.42	800	673136
3	Conduite Ø 630	M	416.05	23123.60	9620573.78
4	Conduite Ø 315	M	2201.69	5850.00	12879886.5
5	Conduite Ø 250	M	1350.01	3815.00	5150288.15
6	Conduite Ø 200	M	2056.11	2472.00	5082703.92
7	Conduite Ø 160	M	925	1880.00	1739000
8	Conduite Ø 125	M	1376.5	867.90	1194664.35
9	Conduite Ø 110	M	1492.02	767.90	1145722.158
10	Conduite Ø 90	M	574.15	510.71	293224.1465
11	Conduite Ø 75	M	368.1	407.8	150111.18
12	Remblai compacté	M	187805.57	400	75122228
Total:					89810357.67Da

➤ Le coût des travaux de réseau de distribution est de : **89810357.67Da.**

Tableau VIII.20: Coût des travaux de réseau d'incendie.

N°	Description des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Déblais	m3	8293.15	300	2487945
2	Lit de sable	m3	726.20	800	580960
3	Conduite Ø110	M	778	767.19	596873.82
4	Conduite Ø125	M	786.5	867.90	682603.35
5	Conduite Ø250	M	6136.5	3818.00	23429157
6	Conduite Ø315	M	618.5	5850.00	3618225
7	Conduite Ø 40	M	357.5	120.95	43239.625
8	Remblai compacté	M	724176.28	400	289670512
					Total:321109515.8Da

➤ Le coût des travaux de réseau d'incendie est de : **321109515.8Da.**

Tableau VIII.21: Bilan des coûts.

Coût de l'adduction	19167554 Da
Coût station de pompage	4582250 Da
Coût de réservoir	41307293 Da
Coût de réseau de distribution	89810357.67 Da
Coût de réseau d'incendie	321109515.8 Da

Tableau VIII.22: Le coût global du projet

Total en HT (DA)	475976970.05
TVA 19% (DA)	90435624.3095
Total en TTC(DA)	566412594.3595

VIII.4. Les Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique, ou un retro chargeur ;
- Un bulldozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VIII.4.1. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est-à-dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- ✓ Temps de fouille ;
- ✓ Temps de transport ;
- ✓ Temps de déchargement ;
- ✓ Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisée à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique (voir annexe VIII.1).

VIII.4. 2. Bulldozer :

On utilise le bulldozer Pour le décapage de la terre végétale ou couche supérieur du sol qui contient des débris végétaux, l'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

VIII.4.3. Chargeur:

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour le remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite

VIII.4.4. Compacteur (vibrateur de sol):

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceinture inférieurs du bâtiment et les tranchées.

Conclusion :

Le devis estimatif et quantitatif est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes nécessaires pour l'élaboration quantitative des travaux. D'autre part, on peut avoir une information sur le cout total.

D'après l'étude estimatif et quantitatif des devis de réseau alimentation en eau potable du parc industrielle Bourdjia qui atteint : cinq cent soixante-dix millions- quatre cent douze mille- cinq cent quatre-vingt-quinze dinars Algériens (**566412594.3595Da**) et par comparaison du enveloppe budget terre situé par du travaux publique de la wilaya de Mostaganem DTP (**250 million DA**), en remarque que l'estimation a dépassée enveloppe de 3 %.

CHAPITRE IX :

Impacts sur environnement

Introduction :

L'étude d'impact doit aider le maître d'ouvrage à concevoir un projet le plus respectueux possible du milieu dans lequel celui-ci s'inscrit, tout en étant acceptable aux plans techniques et économiques. Elle permet, par l'analyse et l'interprétation des relations et interactions entre les facteurs exerçant une influence sur le milieu biophysique, les ressources naturelles et le milieu humain, de mettre en évidence l'ensemble des incidences probables ou prévisibles, directes ou indirectes, réversibles ou permanentes, qui résultent d'un effet objectif causé par une action et ce à court, moyen et long terme. De plus, la comparaison et la sélection de solutions de substitution sont intrinsèques à la démarche d'évaluation environnementale.

Les mesures envisagées pour la protection de l'environnement s'imposeront aux entreprises industrielles qui s'implanteront dans la zone industrielle lors de l'élaboration de leurs propres études d'impacts et de dangers, en fonction de leurs spécificités.

Deux grandes phases sont à envisager :

- ✓ La phase chantier et installation ;
- ✓ La phase exploitation.

IX.1. Impacts de la phase de construction :

La phase construction concerne la réalisation du projet. Dans ce cycle, la phase chantier est de courte durée. En effet, les principaux enjeux du chantier sont associés aux travaux préliminaires (excavation, terrassement et génie civil), réalisation de chemins d'accès, transport des équipements et circulation d'engins. Les travaux d'installation des équipements annexes ainsi que les différents raccordements et la création des espaces verts génèreront également des impacts.

A. Impacts sur la topographie :

Le site est localisé dans un terrain de morphologie plate. La construction aura comme résultat des modifications de terrain, le terrassement de la zone constitue une partie importante des travaux de mouvement de terres, la construction des voies d'accès, le nivellement et la préparation du site auront donc des effets localisés sur le contexte physique.

B. Impacts sur le sol :

Le rejet des eaux usées et le dépôt des déchets solides, éventuellement polluer le sol ,si les déchets dangereux (exemple des huiles) contaminaient directement le sol.

Par ailleurs, il existe, pendant les travaux, un risque d'épandage accidentel de matériaux et produits polluants issus du chantier (carburants, matériaux de revêtement...). L'infiltration de tels produits serait à l'origine d'une pollution du sol qui peut avoir des conséquences permanentes.

L'impact sur le sol sera de moyen terme et l'étendue localisée. L'intensité potentielle de l'impact est considérée comme mineure.

C. Impacts sur les eaux :**❖ Alimentation en eau potable:**

Lors des travaux de construction, le chantier nécessitera des apports d'eau pour les usages et opérations suivants :

- ✓ Alimentation en eau potable des bases de vie du chantier ;
- ✓ Fabrication de béton ;
- ✓ Nettoyage des engines...

L'utilisation de l'eau aura un impact à moyen terme et localisé. L'intensité potentielle de l'impact est considérée comme négligeable.

❖ **Eaux superficielles :**

Les travaux de construction présentent des impacts sur les eaux superficielles. Le territoire d'étude est traversé par les deux Oueds Tine et Mekhlouf. Donc les risques d'apport de sédiments fins dans les Oueds et augmente la turbidité de l'eau.

L'impact sur les eaux superficielles sera de moyen terme et l'étendue localisée. L'intensité potentielle de l'impact est considérée comme mineure.

❖ **Eaux souterraines :**

Les impacts de construction au niveau du site peuvent influencer la qualité des eaux souterraines et leur capacité d'alimentation dépend des facteurs suivants :

- ✓ perméabilité du sol (argile, limon, grès, calcaire) ;
- ✓ sensibilité à la contamination (nappe) ;
- ✓ degré de contamination du sol.

Dans le cas le plus extrême (présence de nappe à faible profondeur, sol perméable ...etc), l'impact sur les eaux souterraines sera de moyenne terme et l'étendue localisée. Cependant, l'intensité potentielle de l'impact est considérée comme modéré.

❖ **Eaux usées :**

Les eaux usées sont constituées de deux types :

1) **Les eaux usées domestiques :** Elles sont issues des rejets d'activités des bases de vie. Elles ont un impact environnemental mineur, compte tenu de leur biodégradabilité élevée ;

2) **Les fluides polluants utilisés ou générés sur le chantier tels que :**

- ✓ les laitances de béton issues du lavage des bennes ou des bétonnières ;
- ✓ les carburants et lubrifiants utilisés pour les engins du chantier ;
- ✓ Le lavage.

La génération des eaux usées sera de court terme et localisée. L'intensité potentielle de l'impact est considérée comme modérée.

D. Impacts lié au transport :

Les impacts liés au transport affecteront le sol et l'air ambiant. Les nuisances seront liées essentiellement aux bruits et vibrations, à des émanations de particules fines de poussière dans l'atmosphère. L'opération du transport génère une perturbation d'intensité modérée. L'étendue de l'impact est régionale et à court terme.

E. Impacts sur la qualité de l'air :

Pendant la saison sèche, cette phase de construction va générer une pollution de l'air due essentiellement aux travaux de terrassement et des mouvements des engins de chantier, des générateurs d'énergie et des véhicules.

Les émissions polluantes sont liées aux particules en suspension et de gaz d'échappements des engins de chantier et des véhicules. Ces rejets atmosphériques peuvent altérer la qualité de l'air en modifiant sa composition et en modifiant son taux de particules présentes en suspension.

L'impact induit par la pollution atmosphérique en phase réalisation est considéré comme modéré. Cependant, l'étendue de l'impact est localisée et à court/long terme.

F. Impacts des déchets solides :

Le chantier est susceptible de générer des déchets hétérogènes qui sont classés en trois catégories :

1) Les déchets inertes :

Ces déchets ne se décomposent pas, ne brûlent pas et ne produisent aucune réaction physique, chimique ou biologique de nature à nuire à l'environnement.

Exemples : brique, béton, carrelage et faïence, ciment, matériaux à base de gypse (plâtre), déchets de maintenance des machines, engins et équipements de construction...

2) Les déchets ménagers et assimilés : ces déchets comprennent des déchets de l'activité de cuisine (base de vie) et des activités de toute nature, dès lors qu'ils ne sont ni inertes, ni dangereux. Exemples : bouteilles, chiffons, papiers, plastiques, bois non traités, métaux....

3) Les déchets dangereux :

Ils contiennent des substances dangereuses pour l'homme et pour l'environnement. Ils sont directement nocifs ou toxiques, corrosifs, explosifs ou inflammables.

Exemples : huiles usagées, peinture et autres solvants...

L'impact généré par les déchets est considéré comme modéré. L'étendue de l'impact est localisée et la durée de moyen terme.

G. Impacts sur le paysage :

Lors des travaux de chantier, il s'ensuivra une modification du cadre paysager actuel et une rupture de la vue suite à l'installation des bases de vie, des équipements de chantier, des mouvements des engins, des véhicules et des travaux de déblais et de remblais.

L'importance de l'impact est modérée, son étendue localisée et sa durée est à moyen terme

H. Impacts sur le milieu biologique :

Le projet ne s'inscrit pas sur une zone protégée. Aucune espèce faunistique ou floristique protégée, ni dans la bibliographie.

L'importance de l'impact est mineure. Son étendue est régionale et sa durée est à court terme.

IX.2. Impacts de la phase exploitation :

Tous les secteurs de l'industrie laissent une empreinte sur l'environnement du fait qu'ils utilisent de l'énergie et des matières premières, produisent des déchets ou des effluents que l'on retrouve ensuite dans le milieu naturel.

A. Impacts sur le sol :

L'occupation de surfaces par les aménagements du projet constitue une intervention directe dans la structure foncière.

Les principaux éléments qui peuvent, éventuellement, avoir un impact sur le sol sont :

- ✓ L'enfouissement des déchets solides;
- ✓ Les rejets accidentels de produits dangereux.

L'impact sur le sol est considéré comme mineur, l'étendue est localisée et la durée permanente.

B. Impacts sur l'air :

Cette pollution est générée principalement par :

- les émanations atmosphériques des activités industrielles : les procédés industriels spécifiques rejettent dans l'atmosphère des composés tels que le CO₂, le CO, le SO₂...
- la circulation automobile dont le taux de fréquentation est variable selon les événements liés au site. En effet, l'exploitation de nouvelles structures du parc industriel engendrera une

augmentation très significative du volume des transports publics et privés qui induira à son tour un accroissement important de poussières.

- Les installations de combustion (chauffage,...).

Le parc industriel générera une pollution atmosphérique dont l'impact induit est modéré, l'étendue est régionale et la durée à moyen terme.

C. Impacts liés aux eaux polluées :

Les impacts du site sont liés avant tout aux rejets d'eaux usées ,Ces eaux usées sont généralement composées de :

- ✓ matières en suspension ;
- ✓ composés azotés et phosphorés ;
- ✓ de métaux lourds dont les principaux sont le plomb, le nickel, les cyanures, l'aluminium, le zinc, le manganèse et le cuivre. Ces métaux peuvent être présents dans les aires de stationnements suite à des fuites de fluides provenant des voitures ;
- ✓ Hydrocarbures et graisses ;
- ✓ Phénols, etc...

L'impact est considéré comme mineur et l'étendue est localisée et la durée permanente.

D. Impacts liés aux déchets solides :

En ce qui concerne les déchets, le projet n'est pas encore suffisamment précis pour évaluer l'impact (volume et nature des déchets par industrie). Cependant, il est certain que le projet engendrera la production de déchets comme les ordures ménagères et éventuellement, des déchets industriels spécifiques à certaines activités.

Trois catégories de déchets concernent, éventuellement, le parc industriel :

- 1) Les déchets industriels non dangereux ou banals (DIB) :** déchets non toxiques assimilés à des ordures ménagères qui proviennent de l'ensemble des activités économiques (plastique, bois, carton, déchets de bureau, métaux ferreux et non ferreux). Ils ne présentent pas de risques pour la manutention et le stockage.
- 2) Les déchets industriels spéciaux (DIS) :** ils peuvent présenter un danger pour l'homme et l'environnement et qui nécessitent un traitement spécifique différent du traitement des déchets ménagers et assimilés. Il s'agit par exemple des déchets organiques (hydrocarbures, solvants, certaines boues etc.) des déchets minéraux liquides et semi liquides (acides, bains de traitement de surface, etc.) et des déchets minéraux solides (sels cyanurés, sables de fonderie, etc.).
- 3) Les déchets industriels spéciaux dangereux (DISD) :** qui peuvent présenter une ou plusieurs propriétés de danger et dont la prise en charge est soumise à des précautions particulières. Il s'agit soit des substances dégageant un gaz toxique tels que des fûts contenant des produits chimiques dangereux ; fûts contenant des produits chimiques non identifiés, ...

Les problèmes posés par les déchets industriels et leur traitement revêtent une importance capitale en raison des effets graves qu'ils peuvent exercer sur l'environnement (les sols, l'eau, l'air) et sur l'homme en particulier, lorsqu'il s'agit de déchets toxiques très dangereux.

L'impact induit par les déchets est considéré comme modéré dont l'étendue est localisée et la durée permanente.

E. Ecosystème biologique :

La commune n'est pas concernée par des zones naturelles d'intérêt écologique faunistique et floristique. L'exploitation du site ne va pas entraîner de bouleversements biologiques.

L'impact est considéré comme mineur, l'étendue localisée et la durée de court terme.

IX.3. RESUME DE L'ANALYSE DES IMPACTS :

Tableau IX.1 : Analyse des impacts

Phases	Composantes des éléments du milieu	Sol	Eau	Air	Aspect visual
Phase construction	Terrassement	P.S	P.S	P	P
	Base de vie	P.S	P	P.S	P.S
	Construction	P	P	P	P
	Espaces verts	N	N	N	N
Phase exploitation	Restaurants et activités récréatives	P.S	P	P.S	N
	Activités industrielles	P	P	P	P

Tel que :

P : impact positif ;

N : impact négatif ;

P.S : impact peu significatif.

Conclusion :

Les facteurs de perturbation du milieu peuvent être nombreux. Les plus importants sont les suivants :

- ✓ Modification du milieu naturel ;
- ✓ Modification du milieu human ;
- ✓ Modification du milieu biologique.

CONCLUSION GENERALE

Le PARC industriel de Bordjia (W. Moustaganem) est alimenté à partir d'une conduite d'amenée Ø800 PEHD provenant du Réservoir projeté 10000m³ ; qui sera implanté dans un point haut sur cote 100.00m au niveau de la commune de FORNAKA pour assurer une bonne pression au réseau de distribution et incendie.

On conclut que :

- ✓ La défense contre l'incendie nécessite la pose d'un poteau d'incendie placée sur une canalisation maîtresse avec un débit de 17 l/s (débit nécessaire pour le feu) et une pression au sol d'au moins d'un bar et un diamètre minimum de 90 mm et une distance entre les poteaux pas plus de 100 m .
- ✓ Le réseau d'incendie projeté sera de type maillé avec des ramifications composées en six (06) mailles muni de (22) d'hydrants (Poteau d'incendie), dont le diamètre des conduites supérieur au Ø 90 en PEHD PN 20, le réseau est alimenté à partir d'une conduite d'amenée projetée diamètre Ø500 en PEHD provenant de la chambre de vanne (Noeud -A-).
- ✓ Le réseau de distribution projeté sera alimenté à partir une conduite d'amenée projetée de diamètre Ø500mm en PEHD, provenant d'une chambre de vanne projetée appelé (Noeud -A-). On préconise un réseau de distribution de type mixte (maillé avec des ramifications) constitué de deux (02) mailles exécuté en différents diamètres (Ø400, Ø315, Ø250, Ø200, Ø160, Ø125, Ø110, Ø90, Ø63) en PEHD PN 16.

Référence bibliographique

1. A. DUPONT « *Hydraulique urbaine* », Tome II.1981 Edition Eyrolles (paris)
2. A.G.H.T.M « *les stations de pompages* », édition *Technique et Documentation*, Paris1982, p101
3. M.MEUNIER « *les coups de bélier et la protection des réseaux d'eau sous pression* » Edition Dunod, paris, 1950
4. F.MEINCK.H.STOOF.H.KOHLSCHUTTER,Livre (*les eaux résiduaires industrielle*) 2eme EDITION
5. le site de l'Agence de l'eau Seine-Normandie : <http://www.eau-seine-normandie.fr> - rubrique Expert - Etudes et synthèses
6. Etude d'incidences sur l'environnement Namur Office Park Avenue des Dessus-de-Livres, namur@csdingenieurs.be
7. Document PDF (*les parcs éco-industries et leur pertinence en tant qu'application du concept de développement durable*) par :Louise SKUBICH Institut d'Etudes Politiques de Lyon 2008

Annexe

Annexe (II)

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

Heures	Nombre d'habitants				Agglomération de type rurale
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	
0-1	1	1,5	3	3,35	0,75
1-2	1	1,5	3,2	3,25	0,75
2-3	1	1,5	2,5	3,3	1
3-4	1	1,5	2,6	3,2	1
4-5	2	2,5	3,5	3,25	3
5-6	3	3,5	4,1	3,4	5,5
6-7	5	4,5	4,5	3,85	5,5
7-8	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
8-9	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
9-10	5,5	6,25	5,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	6
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	7	5	4,4	4,6	8,5
13-14	7	5	4,1	4,55	6
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	5
15-16	4,5	6	4,4	4,7	5
16-17	5	6	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	5	4,5	4,4	6
19-20	5,0	4,5	4,5	4,3	6
20-21	4,5	4	4,5	4,3	6
21-22	3	3	4,8	4,2	3
22-23	2	2	4,6	3,75	2
23-24	1	1,5	3,3	3,7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

(Source : Le catalogue de SALAH.B)

Annexe (V.1)

Les valeurs usuelles indices de rugosité (k) en mm.

N°	Nature de la surface intérieure	Indice rugosité K
1	Cuivre, plomb, laiton, inox	0,001 à 0,002
2	Tube PVC	0,0015
3	Acier inox	0,015
4	Tube acier du commerce	0,045 à 0,09
5	Acier étiré	0,015
6	Acier soudé	0,045
7	Acier galvanisé	0,15
8	Acier rouillé	0,1 à 1
9	Fonte neuve	0,25 à 0,8
10	Fonte usagée	0,8 à 1,5
11	Fonte incrustée	1,5 à 2,5
12	Tôle ou fonte asphaltée	0,01 à 0,015
13	Ciment bien lissé	0,3
14	Béton ordinaire	1
15	Béton grossier	5
16	Bois bien raboté	5
17	Bois ordinaire	1

Annexe (VI.1)

UNITE TUBE

GAMME DE PRIX

TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)
Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06					
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
	Ø20	-			PE80
3003	Ø25	-	36,28	42,45	PE80
3006	Ø32	-	48,35	58,07	PE80
3009	Ø40	2.0	64,6	76,58	PE80
3012	Ø50	2.4	98,25	114,93	PE80
3015	Ø63	3.0	150,25	187,49	PE80
3018	Ø75	3.6	225,21	263,49	PE80
3022	Ø90	4.3	298,03	348,35	PE100
3025	Ø110	4.0	357,86	418,70	PE80
3030	Ø125	-	473,08	553,60	PE100
3030	Ø160	5.8	770,86	901,89	PE80
3044	Ø200	7.2	1 163,39	1 381,17	PE100
3048	Ø250	9.1	1 850,00	2 201,5	PE100
3042	Ø315	11.4	3 090,00	3 603,6	PE100
3039	Ø400	14.5	6 134,24	6 007,08	PE100
3051	Ø500	19.1	8 938,13	8 117,61	PE100
3052	Ø630	24.1	12 682,50	14 838,53	PE100

TUBES PEHD : PN 10					
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513000	Ø20		29,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2.5	38,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2.5	55,48	64,91	PE80
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40	PE80
P3513013	Ø50	3.7	136,28	158,25	PE80
P3513016	Ø63	4.7	209,69	248,34	PE80
P3513019	Ø75	5.6	300,60	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6.6	540,50	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7.4	680,13	772,35	PE100
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 326,43	PE100
P3513033	Ø200	11.9	1 660,84	1 931,48	PE100
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,15	PE100
P3513041	Ø315	18.7	4 093,57	4 789,47	PE100
P3513038	Ø400	23.7	6 898,74	7 837,53	PE100
P3513043	Ø500	29.7	10 152,51	11 878,44	PE100
P3513048	Ø630	37.4	16 738,79	19 414,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16					
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
31	Ø20	2.3	32,18	37,68	PE80
33	Ø25	2.8	50,85	59,48	PE80
35	Ø32	3.6	78,51	91,88	PE80
37	Ø40	4.5	120,85	141,51	PE80
39	Ø50	5.6	188,28	220,29	PE80
41	Ø63	7.1	297,95	348,60	PE80
43	Ø75	8.4	407,8	477,13	PE80
45	Ø90	8.2	510,71	597,53	PE100
47	Ø118	10.0	767,19	885,91	PE100
49	Ø125	11.4	957,90	1 132,44	PE100
51	Ø160	14.6	1 860,00	1 828,20	PE100
53	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24	PE100
55	Ø250	22.7	3 815,00	4 463,66	PE100
57	Ø315	28.6	6 850,00	8 044,50	PE100
59	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40	PE100
61	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,87	PE100
63	Ø630	57.2	23 123,50	27 064,50	PE100

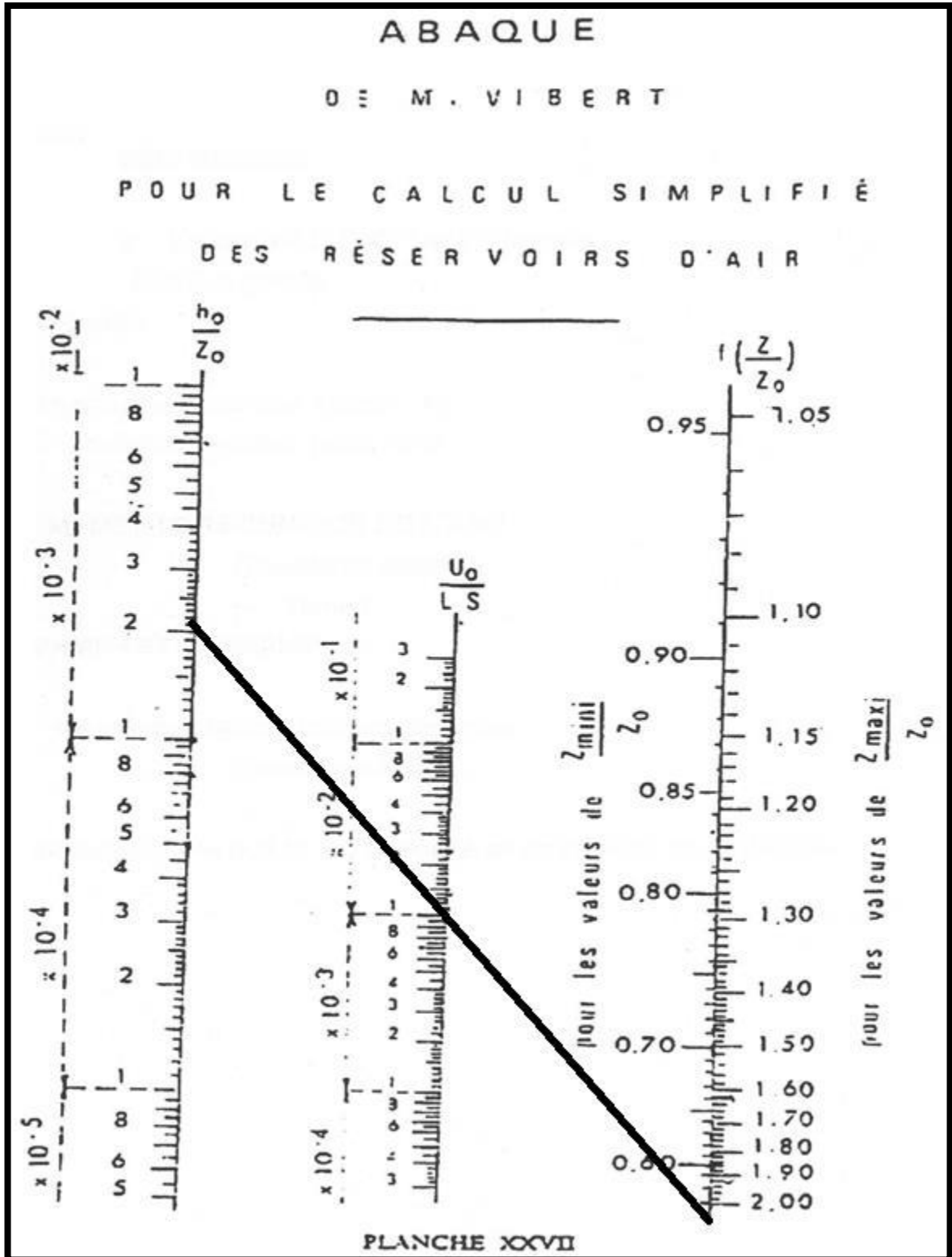
TUBES PEHD : PN 20					
Code	Diam. Ext	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML	
P3513101	Ø20	2.3	38,01	44,47	PE100
P3513102	Ø25	3.0	63,29	62,35	PE100
P3513103	Ø32	3.6	82,22	96,20	PE100
P3513104	Ø40	4.5	128,15	149,94	PE100
P3513105	Ø50	5.6	200,7	234,82	PE100
P3513106	Ø63	7.1	338,73	398,31	PE100
P3513107	Ø75	8.4	447,35	523,40	PE100
P3513108	Ø90	10.1	627,09	733,70	PE100
P3513109	Ø110	12.3	948,86	1 110,17	PE100
P3513110	Ø125	14,0	1 202,75	1 407,22	PE100
P3513111	Ø160	17.9	1 947,69	2 278,68	PE100
P3513112	Ø200	22.4	3 121,70	3 652,39	PE100
P3513113	Ø250	27.9	4 848,33	5 670,21	PE100
P3513114	Ø315	35.2	7 588,88	8 875,48	PE100
P3513115	Ø400	44.7	12 510,03	14 168,74	PE100
P3513034	Ø500	55.8	19 083,81	22 304,66	PE100
	Ø630	-			PE100

Longueur de Tubes : du Diamètre 25 mm au 110 mm sont des Conduites (Rouloaux) de 100 ML.
Longueur de Tubes : du Diamètre 125 mm au 400 mm sont des tubes de 12 ML.
Longueur de Tubes : du Diamètre 400 mm au 630 mm sont des tubes de 12 ML.

SARL K - PLAST
Transformation de Plastiques

ANNEXE (VI.2)

Abaque de Vibert



ANNEXE (VIII.1)
Prix tubes PEHD aux PN16

Code	Désignation Article	UM	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110080201	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 20 PN 16 EP. 2.0 mm	ML	33,20	38,84
110080251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 25 PN 16 EP. 2.3 mm	ML	48,78	57,07
110080321	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 32 PN 16 EP. 3.0 mm	ML	79,24	92,71
110080401	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 40 PN 16 EP. 3.7 mm	ML	122,69	143,55
110080501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 50 PN 16 EP. 4.6 mm	ML	190,29	222,64
110080631	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 63 PN 16 EP. 5.8 mm	ML	301,05	352,23
110080751	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 75 PN 16 EP. 6.8 mm	ML	423,18	495,12
110080901	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 90 PN 16 EP. 8.2 mm	ML	554,17	648,38
110081101	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 110 PN 16 EP. 10.0 mm	ML	822,24	962,02
110081251	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 125 PN16 EP. 11.4 mm	ML	1 048,61	1 226,87
110081601	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 160 PN16 EP. 14.6 mm	ML	1 713,83	2 005,18
110082001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 200 PN16 EP. 18.2 mm	ML	2 691,35	3 148,88
110082501	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 250 PN16 EP. 22.7 mm	ML	4 163,97	4 871,85
110083151	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 315 PN16 EP. 28.6 mm	ML	6 309,37	7 381,96
110084001	TUBE PEHD EAU PE100 Ø 400 PN16 EP. 36,3 mm	ML	10 192,06	11 924,71

ANNEXE (VIII.2)

Prix tubes PEHD aux PN20

Code	Désignation Article	UM	Nouveau PV HT	Nouveau PV TTC
110090201	Tube PEHD Ø 20 PN 20 EP. 3.0 mm	ML	38,00	44,46
110090251	Tube PEHD Ø 25 PN 20 EP. 3.5 mm	ML	60,57	70,86
110090321	Tube PEHD Ø 32 PN 20 EP. 4.4 mm	ML	93,71	109,64
110090401	Tube PEHD Ø 40 PN 20 EP. 5.5 mm	ML	146,28	171,15
110090501	Tube PEHD Ø 50 PN 20 EP. 6.9 mm	ML	226,56	265,07
110090631	Tube PEHD Ø 63 PN 20 EP. 8.6 mm	ML	361,70	423,18
110090751	Tube PEHD Ø 75 PN 20 EP. 10.3 mm	ML	508,54	595,00
110090901	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 90 PN 20 EP 10.1mm	ML	678,64	794,01
110091101	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 110 PN20 EP. 12.3 mm	ML	1 004,91	1 175,74
110091251	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 125 PN20 EP. 14.0 mm	ML	1 273,74	1 490,27
110091601	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 160 PN20 EP. 17.9 mm	ML	2 071,43	2 423,58
110092001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 200 PN20 EP. 22.4 mm	ML	3 242,24	3 793,42
110092501	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 250 PN20 EP. 27.9 mm	ML	5 043,49	5 900,88
110093151	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 315 PN20 EP. 35.2 mm	ML	7 705,89	9 015,89
110094001	TUBE PEHD EAU PE 100 Ø 400 PN20 EP. 44.7 mm	ML	12 418,48	14 529,62

ANNEXE (VIII.3)

Les engins



Pelle hydraulique



Bulldozer.



Chargeur



Compacteur