

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Alimentation en eau potable du nouveau POLE urbain de la commune de Hassi Mameche (w. Mostaganem) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0015-16

APA Citation (APA توثيق):

Zelmati, Othmane (2016). Alimentation en eau potable du nouveau POLE urbain de la commune de Hassi Mameche(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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU NOUVEAU
PÔLE URBAIN DE LA COMMUNE DE HASSI
MAMECHE (W.MOSTAGANEM)**

Présenté par :

M^r ZELMATI Othmane

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M ^{me} H.MEDDI	M.C.A	Présidente
M ^r Y.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M ^r A.HACHEMI	M.A.A	Examineur
M ^r Y.BOUNAH	M.A.B	Examineur
M ^r A.AMMARI	M.C.B	Promoteur

SEPTEMBRE-2016

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- *Ma Très Chère Mère Kheira ;*
- *Ma Très Chère Grand-Mère BOUHAKKA Lailia ;*
- *Mon Cher Père Djilali ;*
- *Mes Chers Oncles, Leurs Femmes et Mes Chères Tantes sans exception.*
- *Ma Deuxième Famille :*
GOUAICHE Abdelkader, GHEZZALI Touatia, Ghouthi, Mounir, Ahlem, Ibtissem, Tou et Aziz ;
- *Mes Très Chers Frères Nasreddine et Ayoub ;*
- *Mes Très Chères Sœurs Djamila et Rachida ;*
- *Ma Nièce Khadidja Naila ;*
- *Mes Cousines et surtout Naima, Wafaà ;*
- *Mes Cousins sans exception ;*
- *Mes copains CHERCHAR Hamza et Kemoun Med Ali Koceïla ;*
- *Tous Mes Proches Ami(e)s et A Tous Ceux Qui Me Connaissent.*

Enfin je le dédie spécialement à la femme de mon oncle **SOUKI Kheira** qui m'a toujours soutenu, qui voulait être présente le jour de ma soutenance, mais Hélas ! Elle nous a quitté.

ZELMATI Othmane,

Remerciements

- *Tout d'abord, je remercie le bon **DIEU**, Notre créateur de m'avoir donné la force, la volonté et le courage afin d'accomplir ce travail modeste.*
- *J'adresse le grand remerciement à mon promoteur **Mr AMMARI Abdelhadi**, pour sa contribution, sa disponibilité et ses précieux conseils du début à la fin de ce travail.*
- *Je tiens également à remercier messieurs **les membres de jury** pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de siéger à ma soutenance, tout particulièrement :*
 - *Je vous remercie pour l'intérêt que vous avez porté à ce travail et pour vos précieux conseils et remarques.*
- *Enfin, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à :*
 - *L'ensemble des **enseignants** qui ont contribué à ma formation durant toutes ces années d'études,*
 - ***Ma grande famille** qui m'a toujours soutenue,*
 - *L'ensemble de **mes ami(e)s** sans exception,*
 - ***Mr GOUAICH Mounir**, le président de la fédération SNAPAP du secteur de l'éducation W.Mostaganem, pour son soutien à l'élaboration de ce document ;*
 - *L'ensemble de la **Direction Du Ressources En Eau De Mostaganem**, pour leur accueil et leur collaboration, partiellement **Mr HAWACH Zoubir**,*
 - *Aux membres de l'administration de l'**ENSH**.*
 - ***Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce travail,***

Merci à tous

ZELMATI Othmane,

مستخلص:

نههدف من خلال هذه الدراسة تزويد القطب الحضري الجديد لبلدية حاسي ماماش (ولاية مستغانم) بالماء الصالح للشرب وتلبية حاجياته المستقبلية، وعليه قمنا بتقديم المنطقة وتقدير حاجياتها كما حاولنا إيجاد حل لمشكل انخفاض الضغط في الأماكن المرتفعة و ذلك بإنشاء محطة ضخ و خزان مائي جديد.

و قمنا أيضا بدراسة و تقدير أقطار الأنابيب اللازمة لنقل المياه من الناحية التقنية و الاقتصادية مستخدمين شبكة حلقة من أجل تلبية الحاجة دون توقف و بأحسن خدمة، و بعد إتمام محاكاة معلوماتية للشبكة تم ضبط جميع أقطار الأنابيب و الضغط في كافة النقاط من أجل ضمان توزيع منتظم و أمن للماء على كافة القطب الحضري.

Résumé:

Nous souhaitons par cette étude alimenter le pôle urbain de la commune de Hassi Mameche (Wilaya de Mostaganem) en eau potable pour subvenir aux besoins futurs. De ce fait, nous avons présenté la zone et estimé ses besoins comme une tentative de notre part de trouver une solution aux problèmes de basses pressions dans les zones élevées et ce par la projection d'une station de pompage et un nouveau réservoir. Nous avons aussi calculé le diamètre nécessaire aux conduites en tenant compte du coté économique et technique pour transporter les eaux en optant pour un réseau à maille afin d'être le plus proche possible pour une alimentation continue en eau potable. Nous avons lancé une simulation afin de régler et fixer tous les diamètres des tuyaux et les pressions dans les nœuds pour assurer une distribution uniforme et continue au notre pôle urbain.

Abstract :

By this study, we aim to supply the new urban pole of Hassi Mamech (W. Mostaganem) with potable water to meet the future needs of its population. In that matter, we introduced the zone and estimated its needs as an attempt to solve the problem of insufficient head pressure in elevated areas, this was done by creating a pumping station and a new reservoir. Once that was done, we evaluated the diameter of the needed canalization to transport water, taking in consideration both economic and technical conditions, we opted for using a mesh system in order to get as close as possible to a reliable and permanent supplying mode. We did also a computer simulation of the flow through the network in order to fixe pipes diameters and to regulate pressure at all nodes to insure a uniform and stable continuous distribution.

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

I. Présentation de la zone d'étude :	1
I.1. Situation géographique :	1
I.1.1. Dans le cadre régional :	1
I.1.2. Dans le Cadre locale :	1
I.1.3. Le plan de situation du nouveau pôle urbain :	3
I.2. Situation topographique :	3
I.2.1. La partie nord :	3
I.2.2. La partie centrale :	3
I.2.3. La partie sud :	4
I.3. Réseau hydrographique :	4
I.4. Géologie et structure :	4
I.5. Le Climat :	5
I.5.1. Les précipitations :	5
I.5.2. Les températures :	6
I.5.3. Les indices de l'aridité :	6
I.5.4. Les vents :	6
I.6. Hydrologie et ressources en eau :	7
I.6.1. Les caractéristiques :	7
I.6.2. Les réserves et le bilan :	7
I.6.3. Le bilan de l'eau à Hassi Mameche :	8
I.6.4. Ouvrages de stockage :	8
Conclusion :	9

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau

II. Estimation Des Besoins En Eau :	11
II.1. Estimation de la population :	11
II.2. Evaluation des besoins en eau potable à l'état actuel (2016) :	13
II.2.1. Consommation moyenne journalière :	13
II.1.2. Variation de la consommation journalière :	15
II.1.2.1. Coefficient D'irrégularité Maximum Journalier ($K_{\max, j}$) :	15

II.1.2.2. Coefficient D'irrégularité Minimum Journalier ($K_{min, j}$):	16
II.1.2.3. Débit Maximum Journalier :	16
II.1.3. Variation de la consommation horaire :	16
II.1.3.1. Débit Moyen Horaire :	17
II.1.3.2. Détermination Du Débit Maximum Horaire ($Q_{max,h}$):	17
II.1.3.3. Détermination Du Débit Minimum Horaire ($Q_{min,h}$):	17
II.1.4. Evaluation De La Consommation Horaire En Fonction Du Nombre D'habitant :	19
II.3. Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2046 :	23
II.3.1. Calcul des besoins moyens journaliers :	23
II.3.2. Détermination des débits de consommation :	23
II.3.3. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :	24
Conclusion :	28

CHAPITRE III : Etude des réservoirs

III. Etude des réservoirs :	30
III.1. Rôles des réservoirs :	30
III.2. choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs :	30
III.3. Prescriptions sanitaires :	30
III.4. Classification des réservoirs	31
III.5. Choix du réservoir :	32
III.6. Equipements du réservoir :	32
III.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :	32
III.6.1.1. Par Le haut :	32
III.6.1.2 : Par Le bas :	32
III .6.2. Conduite de départ ou de distribution :	32
III .6.3. Conduite de trop-plein :	33
III.6.4. Conduite de vidange :	33
III .6.5. Conduite by-pass :	33
III.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :	33
III.7. Emplacement Des Réservoirs :	33
III.8. Capacité des réservoirs :	35
III.8.1. Cas d'une adduction par refoulement :	35

III.8.2.Cas d'une adduction gravitaire :.....	36
III.9.Dimensionnement des réservoirs à l'horizon d'étude 2046 :	37
III.9.1. Réservoir projeté (surélevé) [Partie Haute] :.....	37
III.9.1.1.Dimension du réservoir :.....	38
III.9.2. Réservoir [Partie Basse] :.....	39
Conclusion :.....	40

CHAPITRE IV : Le réseau de distribution

IV. Le réseau de distribution d'eau potable :.....	42
IV.1. Les types des conduites :	42
IV.2. Les types de réseau :	42
IV.3. Conception du réseau :.....	44
IV.3.1. Choix du type de réseau :.....	44
IV.3.2. Avantage du réseau maillé :	44
IV.3.3. Principe du tracé du réseau maillé :.....	44
IV.3.4. Calcul du réseau maillé :.....	44
IV.3.5. Choix du matériau des conduites :.....	45
IV.3.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution :.....	46
IV.3.6.1. Calcul des débits :	46
A. Cas de pointe :.....	46
B. Cas de pointe + incendie :	48
IV.3.6.2. Répartition préliminaire des débits :	50
IV.3.6.3. Détermination des diamètres et des vitesses :.....	53
IV.3.6.4. Simulation par le logiciel EPANET :.....	54
A. Présentation du logiciel EPANET :.....	54
B. Méthode de calcul :.....	54
C. Paramètres d'entrée du réseau :.....	54
D. Les résultats de la simulation :	56
IV.4. Équipement du réseau de distribution :	65
IV.4.1. Type de matériau de canalisation :	65
IV.4.2. Appareils et accessoires du réseau :	65
IV.4.2.1. Robinets Vannes :	65

IV.4.2.2. Robinets de Vidange :	65
IV.4.2.3. Bouches d'arrosage :	65
IV.4.2.4. Bouches ou Poteau d'incendie :	65
IV.4.2.5. Clapets :	65
IV.4.2.6. Ventouses :	65
IV.4.2.7. Réducteurs de pression :	66
A. Réducteurs de pression aval :	66
B. Réducteurs de pression amont :	66
IV.4.2.8. Pièces spéciale de raccordement :	66
Conclusion :	67

CHAPITRE V : Etude d'adduction et de pompage

V.1. Etude d'adduction :	69
V.1.1. Classification des adductions :	69
V.1.2. Critères de choix de tracé :	69
V.1.3. Choix du matériau de la conduite :	69
V.1.4. Etude des variantes :	70
- Proposition des variantes :	70
V.1.5. Site d'implantation de la station de pompage :	71
V.1.6. Calcul hydraulique :	71
V.1.6.1. Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique) :	71
A. Calcul des pertes de charge :	71
B. Calcul de la hauteur manométrique totale [HMT] :	73
C. Frais d'exploitation :	73
D. Frais de l'investissement amorti :	74
E. Vérification de la vitesse d'écoulement :	74
V.1.6.2. Cas gravitaire :	75
V.1.7. Dimensionnement du réseau d'Adduction.....	76
V.2. Etude de pompage :	78
V.2.1. Définition :	78
V.2.2. Couplage des pompes :	78

V.2.3. Différents types de pompes :.....	79
V.2.3.1. Pompes volumétriques :	79
V.2.3.2. Les turbopompes :	79
V.2.4. Choix du type de pompe :	79
V.2.5. Choix du nombre de pompes :	79
V.2.6. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :	80
V.2.7. Caractéristiques de la pompe :	80
V.2.7.1. Point de fonctionnement des pompes :	80
V.2.8. Étude de la cavitation :	81
V.2.9. Choix des pompes :	82
V.2.9.1. Description de la pompe choisie :	83
V.2.9.2. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement :	83
V.2.9.3. Etude de cavitation :	84
V.2.10. Schéma de raccordement :	84
V.2.11. bâtiment de la station de pompage :	85
V.2.11.1. choix du type du bâtiment :	85
V.2.11.2. Dimensionnement de la station de pompage :	85
A. La hauteur du bâtiment :	85
B. Largeur du bâtiment :	86
C. Longueur du bâtiment :	86
V.2.12. Les frais annuels d'énergie :	87
V.3. Protection de la conduite contre le coup de bélier :	87
V.3.1. Les causes de coup de bélier :	87
V.3.2. Les conséquences de coup de bélier :	88
V.3.2.1. Cas de la surpression :	88
V.3.2.2. Cas de dépression :	88
V.3.3. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :	88
V.3.3.1. Calcul des réservoirs d'air :	89
A. Calcul de la célérité des ondes :	89
V.3.3.2. Dimensionnement des protections :	90
A. Dépression :	90
B. Surpression :	92
Conclusion :	92

CHAPITRE VI : Management de projets

VI.1. Pose de canalisation :	94
VI.1.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :	94
VI.1.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain :	94
VI.1.2.1. Cas d'un terrain peu consistant :	94
VI.1.2.2. Cas d'un terrain agressif :	95
VI.1.2.3. Pose de canalisation en galerie :	95
VI.1.2.4. Traversée d'une rivière :	96
VI.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :	96
VI.3. Nivellement de la plate-forme de pose :	96
VI.4. Décapage de la couche de terre végétale :	96
VI.5. Excavation des tranchées :	97
VI.5.1. La profondeur (Htr) :	97
VI.5.2. La largeur de la tranchée :	97
VI.5.3. Choix du coefficient du talus :	98
VI.6. Le volume des déblais :	98
VI.6.1. Section de la tranchée :	98
VI.6.3. Détermination de la capacité du godé :	99
VI.6.4. Rendement d'exploitation de la pelle choisie :	99
VI.7. Le volume des remblais :	100
VI.8. La durée d'excavation :	101
VI.9. Le compactage :	101
VI.10. Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux :	101
VI.10.1. Planification des travaux :	101
VI.11. Evaluation du projet :	103
VI.11.1. Devis estimatif d'établissement du projet :	103
VI.11.2. Devis global :	104
Conclusion :	105

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tab.I.1 : Direction des vents dans la région de Hassi Mameche.	6
Tab.I.2 : Prélèvement sur la nappe en 1996.....	8
Tab.I.3 : Bilan journalier de l'exploitation de la nappe en 1996.....	8
Tab.I.4 : Caractéristiques des réservoirs.....	8

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau

Tab.II.1 : Le nombre d'habitant à l'état actuel 2016 (Partie haute).	11
Tab.II.2 : Le nombre d'habitant à l'état actuel 2016 (Partie basse).	11
Tab.II.3 : Estimation de l'évolution de la population.....	12
Tab.II.4: Dotation en fonction de la population.	13
Tab.II.5: Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2016) pour les différentes catégories (Partie haute).....	14
Tab.II.6: Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2016) pour les différentes catégories (Partie basse).....	14
Tab.II.6: Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2016) pour les différentes catégories (Partie basse)_(Suite de tableau)	15
Tab.II.7: Récapitulation des Besoins en eau potables du nouveau pôle urbain à l'horizon actuel (2016).	15
Tab.II.8: β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.	17
Tab.II.9: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tab.II.10: Résultats de calculs des différents débits.	18
Tab.II.11: Détermination du débit maximum horaire (Partie haute).....	19
Tab.II.12: Détermination du débit maximum horaire (Partie basse).....	20
Tab.II.13 : Récapitulation des Besoins en eau potables du nouveau pôle urbain à l'horizon d'étude (2046).	23
Tab.II.14: Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon (2046).	23
Tab.II.15: Variation des débits horaires (Partie haute) pour l'horizon [2046].	24
Tab.II.16 : Variation des débits horaires (Partie basse) pour l'horizon [2046].	25

CHAPITRE III : Etude des réservoirs

Tab.III.1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir surélevé [partie haute] à l’horizon d’étude 2046.....	37
Tab.III.2 : Récapitulatif des volumes des réservoirs.	40

CHAPITRE IV : Le réseau de distribution

Tab.IV.1 : Analyse des matériaux.	45
Tab.IV.2 : Calcul des débits nodaux [Partie haute] (cas de pointe).	47
Tab.IV.3 : Calcul des débits nodaux [Partie basse] (cas de pointe).	48
Tab.IV.4 : Calcul des débits nodaux [Partie haute] (cas de pointe + incendie).	49
Tab.IV.5 : Calcul des débits nodaux [Partie basse] (cas de pointe + incendie).	50
Tab.IV.6 : Calcul Des Diamètres Et Des Vitesses [Partie haute] (cas de pointe + incendie)...	53
Tab.IV.7 : Calcul Des Diamètres Et Des Vitesses [Partie basse] (cas de pointe + incendie)...	53
Tab.IV.8 : Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques [Partie haute] (Cas de pointe).	57
Tab.IV.9 : Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques [Partie basse] (Cas de pointe).	57
Tab.IV.10 : Résultat au niveau des nœuds [Partie haute] (Cas de pointe).	58
Tab.IV.11 : Résultat au niveau des nœuds [Partie basse] (Cas de pointe).	58
Tab.IV.12 : Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques [Partie haute] (Cas de pointe + incendie).	59
Tab.IV.13 : Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques [Partie basse] (Cas de pointe + incendie).	59
Tab.IV.14 : Résultat au niveau des nœuds [Partie haute] (Cas de pointe + incendie).	60
Tab.IV.15 : Résultat au niveau des nœuds [Partie basse] (Cas de pointe + incendie).	60

CHAPITRE V : Etude d’adduction et de pompage

Tab.V.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	75
Tab.V.2 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT.	76
Tab.V.3 : Calcul des frais d’exploitation de la station de pompage.	76
Tab.V.4 : Calcul des frais d’investissement amorti.....	77
Tab.V.5 : Bilan des frais d’exploitation et d’investissement amorti.	77
Tab.V.6 : La tension de vapeur H_v pour une température donnée.....	82

Tab.V.7 : Variantes du choix des pompes.	82
Tab.V.8 : Variation de la charge en fonction des débits.....	83
Tab.V.9 : Quelques valeurs normalisées pour les dimensions du bâtiment.	87
Tab.V.10 : Les valeurs de K selon la nature de la conduite.....	89
Tab.V.11 : Tableau du profil en long.	90

CHAPITRE VI : Management de projets

Tab.VI.1 : Choix du coefficient du talus.	98
Tab.VI.2 : Calcul du volume du déblai.....	99
Tab.VI.3 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	99
Tab.VI.4 : Calcul du volume du remblai.	100
Tab.VI.4 : Détermination du délai de la réalisation.	102
Tab.VI.5 : Planning des travaux (Diagramme de Gantt).....	103
Tab.VI.6 : Devis estimatif de l'établissement du projet.....	104
Tab.VI.7 : Devis estimatif global.	104

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : La situation géographique de la ville dans la carte de la wilaya.....	2
Figure I.2 : Plan de situation du nouveau pôle urbain (échelle 1/25000).....	3

CHAPITRE II : Estimation des besoins en eau

FigureII.1 : Evolution de la population de la zone d'étude (Partie haute) 2016-2046.....	12
FigureII.2 : Evolution de la population de la zone d'étude (Partie basse) 2016-2046.....	12
FigureII.3 : L'histogramme de consommation actuelle (Domestique) [Zone d'étude-2016]...21	
FigureII.4 : L'histogramme de consommation actuelle (Arrosage) [Zone d'étude-2016].	21
FigureII.5 : L'histogramme de consommation actuelle (Total) [Partie haute-2016].	21
FigureII.6 : L'histogramme de consommation actuelle (Total) [Partie basse-2016].	22
FigureII.7 : L'histogramme de consommation actuelle (Courbe intégrale) [Partie haute-2016].....	22
Figure II.8 : L'histogramme de consommation (Domestique) [Partie haute-2046].....	26
Figure II.9 : L'histogramme de consommation (Domestique) [Partie basse-2046].....	26
FigureII.10 : L'histogramme de consommation (Arrosage) [Zone d'étude-2046].....	26
FigureII.11 : L'histogramme de consommation (Total) [Partie haute-2046].	27
FigureII.12 : L'histogramme de consommation (Total) [Partie basse-2046].	27
FigureII.13 : L'histogramme de consommation (Courbe intégrale) [Partie haute-2046].....	28

CHAPITRE III : Etude des réservoirs

Figure III.1 : Coupe transversale d'un réservoir surélevé	34
Figure III.2 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.	36

CHAPITRE IV : Le réseau de distribution

Figure IV.1 : Réseaux de distribution ramifié et maillé.	43
Figure IV.2 : Réseau étagé.....	43
Figure IV.3 : Répartition préliminaire des débits (Cas de pointe).	51
Figure IV.4 : Répartition préliminaire des débits (Cas de pointe + incendie).	52
Figure IV.5 : Débits et pressions pour le Cas de (Pointe).	61
Figure IV.6 : Pressions et vitesses pour le Cas de (Pointe).	62
Figure IV.7 : Débits et Pressions pour le Cas de (Pointe + incendie).	63
Figure IV.7 : Pressions et vitesses pour le Cas de (Pointe + incendie).	64

CHAPITRE V : Etude d'adduction et de pompage

Figure V.1 : Image satellitaire avec les schémas des variantes.	71
Figure V.2 : Courbe d'optimisation du diamètre de refoulement.	78
Figure V.3 : Détermination du point de fonctionnement.....	81
Figure V.4 : Point de fonctionnement de la station de pompage vers le château d'eau.	84
Figure V.5 : Schéma de principe de raccordement.	85
Figure V.6 : l'abaque de Puech et Meunier avec le profil en long.....	91

CHAPITRE VI : Management de projets

Figure VI.1 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.	95
Figure VI.2 : Pose de canalisation en galerie.....	95
Figure VI.3 : Traversée d'une rivière.	96
Figure VI.4 : Pose de conduite en tranché dans un terrain ordinaire.	98
Figure VI.5 : Réseau à nœuds.	102

LISTE DES PLANCHES

- 1- **Planche N°1** : Schéma synoptique du système d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain de la commune de Hassi Mameche W.Mostaganem.
- 2- **Planche N°2** : Plan de masse avec réseau projeté du nouveau pôle urbain de la commune de Hassi Mameche W.Mostaganem.
- 3- **Planche N°3** : Profil en long de la conduite de refoulement reliant la station de pompage avec le réservoir surélevé 600 m³ du nouveau pôle urbain de la commune de Hassi Mameche W.Mostaganem.
- 4- **Planche N°4** : Profil en long du réseau de distribution de la partie basse du nouveau pôle urbain de la commune de Hassi Mameche W.Mostaganem.
- 5- **Planche N°5** : Schéma des équipements des regards plus coffrage et ferrailage.

Introduction générale

Dans notre projet nous faisons face à un nouveau pôle urbain que nous voulons alimenter en eau potable. Après avoir présenté la zone d'étude et recensé tout ce dont elle dispose comme ressource, nous avons trouvé que la région est principalement alimentée par un seul réservoir dont la capacité est de 5000 m³.

Après avoir estimé les besoins du nouveau pôle sur un horizon d'étude adéquat (2046), nous sommes arrivés à la conclusion que la capacité disponible actuellement sera largement satisfaisante, ainsi qu'une simulation sur l'horizon choisie a aussi abouti positivement. Sauf que notre pôle est étalé sur un terrain accidenté, nous allons donc le diviser en deux parties, une partie haute et une basse.

La partie basse sera raccordée avec le réservoir existant directement, car les calculs sur le réseau dans un tel scénario ont démontré qu'un tel raccordement peut se faire avec satisfaction de pression de service. Tandis que la partie haute, si on la raccorde de façon directe au réservoir existant on aura un problème de manque de pression important, car en effet cette partie comprend plusieurs bâtis de hauteur importante et qui même parfois dépasse la charge disponible au niveau du réservoir initial. Pour remédier au problème de cette partie, nous allons projeter une station de pompage à côté du réservoir existant, ainsi qu'un nouveau réservoir, sur le point possédant une altitude la plus élevée disponible de telle façon à assurer une pression de service acceptable dans tout le réseau de la partie haute. Pour avoir une telle pression nous avons opté pour un réservoir surélevé dont nous avons calculé la cote du radier, cette dernière sera fixée de telle façon à avoir une pression de service minimale de 30 m.c.e sur le point le plus défavorable de la partie, tout en gardant des pressions acceptables suivant un seuil à ne pas dépasser pour ne pas abîmer les installations du réseau. La capacité de ce dernier réservoir sera calculée à partir des besoins de la partie haute car il l'alimentera de façon exclusive, et il captera ses eaux à partir d'un pompage du réservoir initial dont dispose notre projet.

La protection anti-bélier a concerné l'adduction à partir de la station de pompage qui refoule l'eau du réservoir existant au château d'eau projeté, cette étude a donné un volume d'air de 500 litres qui peut protéger l'adduction contre les effets des phénomènes transitoires.

A la fin une étude de management de projets nous a permis d'organiser la réalisation du projet dans un délai de 150 jours avec un coût approximatif de 53 Millions de dinars.

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

L'objectif dans ce chapitre, est de connaître la situation géographique, topographique, géologique, et climatique ainsi qu'hydrologique de la zone d'étude. Pour la mise en place du schéma d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbaine de la commune de Hassi Mameche wilaya de Mostaganem ; il convient de faire ressortir les caractéristiques propres qui prévalent au niveau de la ville.

I. Présentation de la zone d'étude :

I.1. Situation géographique :

I.1.1. Dans le cadre régional :

La commune de Hassi Mameche, nommée Rivoli pendant la période française, est située dans la wilaya de Mostaganem, elle s'étend sur 63 Km² et occupe une position géographique très privilégiée. La commune est donc insérée dans un tissu de relation très dense, faisant le lien entre plusieurs pôles économiques et administratifs. Ainsi, la commune de Hassi Mameche se trouve au carrefour de flux générés principalement par les wilayas de Mostaganem, Mascara, Relizane et Oran. Sur le plan fonctionnel, elle se situe au cœur d'un réseau d'échange alimenté principalement par le pôle industriel d'Arzew Bethioua, la zone d'activité de Fornaka, les activités métropolitaines de Mostaganem et les activités économiques, principalement agricoles, des wilayas de Mascara et Relizane.

I.1.2. Dans le Cadre locale :

La commune est localisée au Nord-Ouest de la wilaya de Mostaganem, sa situation géographique dans la wilaya est très particulière, dans la mesure où cette commune se trouve relation immédiate avec un grand nombre de communes :

- Au Nord, elle est limitée par la commune de Mostaganem.
- Au Nord-Ouest, par la commune de Mazagran.
- A l'Ouest, par la commune de Stidia.
- Au Sud, par la commune d'Aïn Nouïssy et Sirat.
- A l'Est, par la commune de Mesra.
- Au Nord-Est, par la commune de Sayada.
- Au Sud-Est, par la commune d'Aïn Sidi Chérif.

La figure suivante représente la situation géographique de la ville dans la carte de la wilaya.

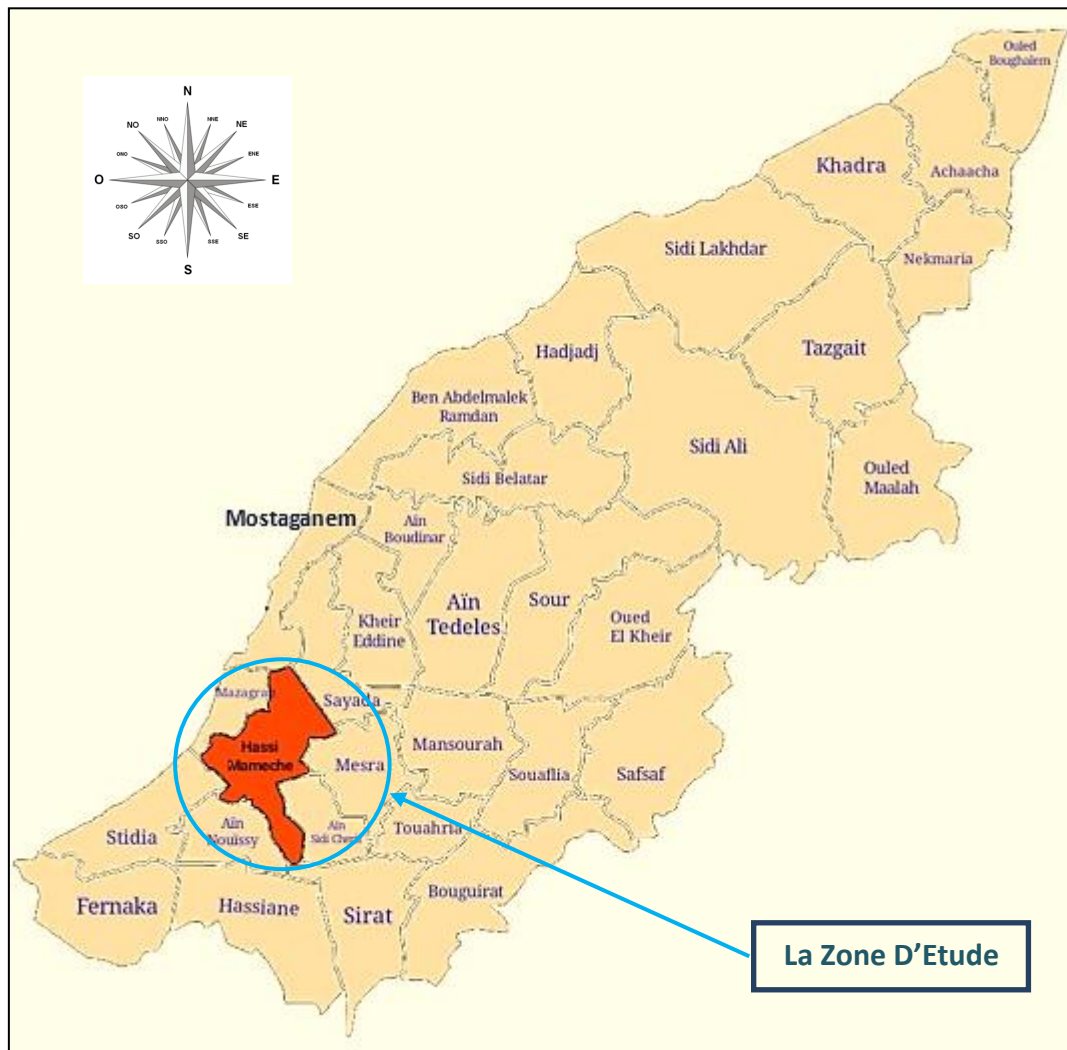


Figure I.1 : La situation géographique de la ville dans la carte de la wilaya. (Source : Wikipédia 2016)

Elle est située à 4 km au Sud-Est de Mazagran la plus grande ville des environs, a pour coordonnées géographiques : - latitude 35° 51' 37" Nord.

- longitude 0° 4' 23" Est.

Au plan physique elle se trouve sur le plateau de Mostaganem qui est une unité topographique et morpho structurale qui s'étend sur environ 750 km² entre la vallée du bas Chélif au nord-est, la grande dépression de l'Habra et la Mina au sud et la mer à l'ouest.

Cette unité physique englobe seulement 12 communes dont Hassi Mameche sur les 32 que compte la wilaya de Mostaganem.

Le plateau reste encore un territoire fortement rural caractérisé par un espace agricole important et une forte dispersion de la population sous forme de douars (environ 700 douars dans la wilaya).

Les potentialités hydriques du plateau ont été largement entamées au point où la région connaît aujourd'hui un déficit en eau aggravé par la baisse du niveau de la nappe et la semi aridité du climat.

I.1.3. Le plan de situation du nouveau pôle urbain :

Le site du nouveau pôle urbain se trouve à environ 800 m du centre de Hassi Mameche et à 700 m du douar Blaïdia sur la route reliant le douar à Hassi Mameche.

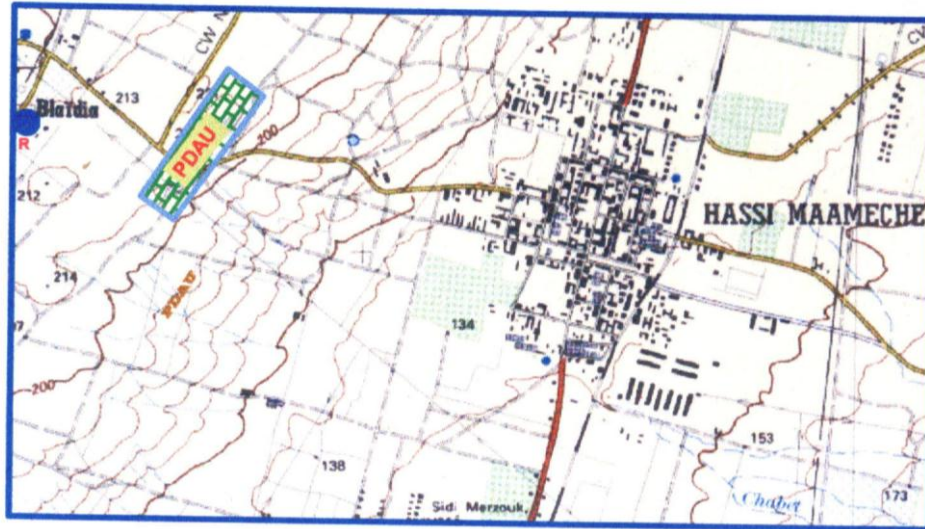


Figure I.2 : Plan de situation du nouveau pôle urbain (échelle 1/25000)

I.2. Situation topographique :

La commune de Hassi Mameche se trouve sur la partie Ouest du plateau et s'étale sur une superficie d'environ 6300 ha. Elle se présente sous la forme d'une cuvette allongée SO/NE.

On peut distinguer trois ensembles topographiques :

I.2.1. La partie nord :

Elle se présente sous la forme d'un couloir large d'environ 2,5 km d'orientation SO/NE limitée à l'ouest par la RN17. Il est de forme tabulaire et son altitude varie entre 150 et 160 mètres. Cette partie du plateau domine au nord-ouest la dépression de Mazagran et au sud la cuvette de Hassi Mameche.

I.2.2. La partie centrale :

Cette partie est constituée de la dépression proprement dite dont Hassi Mameche occupe la partie la plus basse sur un fond de cuvette plat qui longe de part et d'autre la RN17, l'altitude y est de 137 mètres. A partir de cette zone centrale l'altitude progresse lentement vers le nord pour rejoindre le plateau qui culmine à 150 mètres.

A l'Ouest l'altitude progresse rapidement pour atteindre 208 mètres au niveau du douar Blidi et du CW2 qui longe la ligne de crête qui surplombe Hassi Mameche.

A l'Est les altitudes évoluent lentement et on passe de 140m. À environ 240m. Au niveau des douars Maizia et Araibia.

Au Sud la dépression est limitée par un ensemble de collines qui constitue le chaînon du Djebel Trick Touires qui cumule à 314 mètres. Au niveau du douar Boukerdel et à 189 mètres. Au niveau du foret de Boukerdel qui domine Ain Sidi Chérif.

I.2.3. La partie sud :

Cette zone méridionale de la commune se présente sous forme d'un appendice qui s'étend depuis le versant sud du Djebel Boukerdel jusqu'au CW24 qui relie Ain Nouissy à Ain Sidi Chérif. C'est une partie mixte piémont plaine avec des pentes importantes en amont et une érosion très active.

L'altitude passe de 300m. À environ 50, 70 m. au niveau des six douars :

Rehahla, M'Quardia, B'khaitia 1 et 2, M'Hailia 1 et 2. Hormis la zone du piémont le territoire des six douars constitue un contact et une continuité vers la plaine des Bordjas.

I.3. Réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est remarquable par sa rareté et surtout par sa désorganisation et sa superficialité dans la commune de Hassi Mameche. Les seules marques de l'écoulement en surface sont réduites à de petits oueds intermittents et de nombreuses chaabets de tailles et de profondeurs différentes qui témoignent de l'importance de l'érosion hydrique notamment sur les versants en pente souvent dénudés.

La direction principale de l'écoulement se fait vers la dépression de Hassi Mameche à partir de deux lignes de séparation des eaux situées à l'ouest au niveau de Blidi et à l'Est le long de la ligne de crête du Djebel Trick Touires. Ainsi la dépression de Hassi Mameche reçoit les eaux pluviales d'une part à partir de son versant Est essentiellement par un réseau de chaabets. Dont les plus importantes sont Chaabet El Ghirène et Chaabet El Kharrouba qui convergent vers les réceptacles Sud et Nord de la galerie de Hassi Mameche. Et d'autre part le long de son versant Ouest par un chevelu de ravines peu profondes favorisant l'écoulement diffus et qui nécessitent la mise en place de drains de protection dont certains sont déjà en place. Plus au nord l'écoulement se fait par un réseau peu organisé de ravinements à partir du douar Maizia pouvant ainsi favoriser les inondations es zones basses du nord de la cuvette.

L'écoulement sur le versant sud du Djebel Boukerdel en direction des six douars s'organisent autour de deux oueds principaux et de leurs affluents : Oued El Malah et Oued Sidi Moussa. La relative Organisation du réseau n'empêche pas une activité importante de l'érosion accentuée par la faiblesse du couvert végétal et les pentes.

I.4. Géologie et structure :

Le plateau de Mostaganem présente un cadre géologique et morphologique favorable à la constitution d'un grand réservoir d'eau et à la formation de sols relativement intéressant pour l'activité agricole. Les formations géologiques du plateau sont d'âge Pliocène, Miocène et quaternaire composées principalement de grès, de marnes gréseuses, de marnes argileuses et de grès sablo calcaires astien en couverture.

Le plateau a été affecté par le plissement qui a affecté de la Dahra et mis en place une succession de chaînes orientées SO/NE. Ces mouvements tectoniques plissant ont provoqué l'ondulation des formations de grès sablo calcaires en anticlinaux et synclinaux d'orientation SO/NE. Cette tectonique a perturbé l'aspect tabulaire du plateau en donnant naissance à une succession de crêtes et de dépressions à l'exemple de la dépression de Hassi Mameche.

Le territoire communal de Hassi Mameche se trouve sur des formations du pléistocène composées de grès marins en association avec des sables dunaires et une couverture plus récente du quaternaire. On retrouve ainsi :

- **Les sables** : résidus de la dégradation des grès qui recouvrent l'ensemble du plateau, les crêtes et les dépressions. Cependant il faut distinguer entre :
 - **Les sables de dépression** : qui sont des alluvions continentaux les sables rouges oxydés qu'on retrouve entre Ain Nouissy, les six douars d'Ain Sidi Chérif.
 - **Les sables jaunes** : qui reposent sur les grès calabriens. On les retrouve dans les dépressions de la vallée du Nador et de la vallée des Jardins.
 - **Les sables littoraux** : que l'on trouve sur les petites plaines littorales.
 - **Les limons quaternaires** : sont des formations accumulées dans les dépressions et souvent en association avec des sables. On les retrouve à Hassi Mameche et à Sayada.

I.5. Le Climat :

Le caractère relativement sec du climat de la région est avéré. La semi aridité caractéristique de l'Oranie, avec une longue saison sèche et chaude et un hiver relativement humide et froid touche l'ensemble du plateau sauf de rares exceptions de micro climats sous l'influence du littoral.

I.5.1. Les précipitations :

Le plateau de Mostaganem reçoit en moyenne entre 300 et 400 mm de pluie par an. Ainsi sur la période entre 1943 et 1990 (ONM station de Mostaganem) on a enregistré une moyenne annuelle de 381 mm. Les précipitations sont nettement marquées par leur irrégularité inter annuelle.

L'observation des données pluviométriques des stations de Mostaganem et de Mazagran entre 1924 et 1990 montre une alternance de cycles humides et secs :

- | | |
|---|----------------|
| - 1924 à 1934 : période très humide avec une pluviométrie entre | 450 et 600 mm. |
| - 1935 à 1943 : période sèche | 300 à 400 mm. |
| - 1943 à 1958 : période moyennement humide | 400 à 500 mm. |
| - 1959 à 1968 : période sèche | 200 à 300 mm. |
| - 1969 à 1979 : période très humide | 400 à 650 mm. |
| - 1980 à 1990 : période sèche | 200 à 400 mm. |

L'examen de données plus récentes et relatives à la période entre 1966 et 1996 pour la station de Mostaganem montre un total annuel moyen de 363 mm, avec un minima de 1mm, au mois de juillet et un maxima de 64 mm, au mois de décembre.

La partie Ouest du plateau du Mostaganem reste relativement sèche avec des moyennes annuelles de 363 mm à Mostaganem, 354 mm à Cap Ivi et exceptionnellement 426 mm à Mazagran et à Hassi Mameche, comparativement à la zone littorale du Dahra (Ain Brahim 428 mm, et Sidi Ali 563 mm).

Dans l'ensemble le régime pluviométrique est surtout caractérisé par son irrégularité et sa torrencialité capable d'engendrer de graves inondations. L'histoire climatique de la région a noté les faits suivants à Mostaganem et Hassi Mameche.

- Le 9 novembre 1900 on a relevé 94 mm, en huit heures.
- En 1901 on a totalisé 110 mm en dix jours consécutifs de pluie.
- Le 26 novembre 1927 Mostaganem et Hassi Mameche ont reçu 157 mm de pluie tombée en l'espace de huit heures ce qui a occasionné des inondations catastrophiques. C'est d'ailleurs ce

qui a contribué à la réalisation de la galerie souterraine pour l'évacuation des eaux pluviales à Hassi Mameche.

I.5.2. Les températures :

- La proximité du littoral adoucit de façon appréciable les températures et limite ainsi les écarts journaliers et saisonniers sous l'effet de la brise de mer.
- Les températures maxima sont enregistrées pendant le mois d'août avec une moyenne 24 degrés et écart entre 19° et 29°.
- Les températures minima sont mesurées au mois de janvier avec une moyenne de 11° et des écarts oscillant entre 7° et 15°.
- Les températures exceptionnelles sont enregistrées surtout en été et peuvent atteindre 36° à 39°.
- Les températures proches de zéros sont très rares et les gelées sont exceptionnelles en hiver.
- L'évapotranspiration est relativement importantes quand on s'éloigne du littoral ce qui accentue la sécheresse des sols en été.

I.5.3. Les indices de l'aridité :

- Les différents indices climatiques calculés à partir des données pluviométriques et thermiques au niveau des stations de Mostaganem, Sayada et Vallée des Jardins classe la région dans l'étage semi-aride.
- Les valeurs de l'indice de de Martonne ($I=2P/T+10$) pour les stations citées sont :
 - Mostaganem $I=13,5$
 - Vallée des Jardins $I=13,7$
 - Sayada $I=13,5$
- Le diagramme ombrothermique de Gaussen et Bagnouls montre que la saison sèche s'étale du mois de mai au mois d'octobre. Et ce diagramme classe lui aussi la région dans le subméditerranéen sec c'est-à-dire dans les zones semi arides.

I.5.4. Les vents :

Tab.I.1 : Direction des vents dans la région de Hassi Mameche.

	Nord	NE	Est	SE	Sud	SO	Ouest	NO
Printemps	8,5%	32,47	11,16	4,63	6,15	8,82	21,21	7,17
Été	8,83	48,06	9,51	3,34	8,86	6,87	9,74	6,42
Automne	7,03	29,43	18,51	6,49	7,99	7,75	18,40	4,65
Hiver	6,59	11,57	22,63	6,68	8,80	12,93	24,75	4,46
Moyenne Annuelle	7,74	30,22	15,44	5,31	7,96	8,88	18,51	5,89

(Source : Office National de la Météorologie 2002)

Le tableau de la direction des vents ci-dessus montre :

- Une prédominance des vents d'ouest et de Nord-Est au printemps.
- Une prédominance des vents du Nord-Est en été.
- Pendant l'automne et l'hiver on relève 3 directions qui sont le Nord-Est, l'Est et l'Ouest.
- L'influence des vents du Sud chauds et secs est relativement faible et le sirocco reste assez exceptionnel.

I.6. Hydrologie et ressources en eau :

La contribution de l'eau à l'occupation et à la structuration de l'espace est fondamentale. L'accès à l'eau superficielle (oueds, barrages, sources) ou souterraine commande l'installation des établissements humains et leurs activités.

Bassins versants, bassins hydrologiques et aquifères deviennent alors des unités de base de l'aménagement et du développement local et régional.

Le plateau de Mostaganem s'étend sur une superficie avoisinant les 750 km² avec un ensemble aquifère de 630 km². Son cadre morpho structural, sa géologie et sa topographie sont favorables à la constitution d'un important réservoir d'eau. Cependant l'alimentation des aquifères se fait exclusivement par les eaux de pluie et de ce fait leur recharge est très lente et dépend largement des aléas climatiques et de la semi-aridité de la région.

I.6.1. Les caractéristiques :

Le substratum de l'aquifère est formé par des formations du Calabrien et ses murs par des terrains imperméables d'âge miocène et pliocène inférieur.

Le plateau de Mostaganem recèle en réalité trois aquifères limitrophes qui sont :

- L'aquifère principal du centre du plateau.
- L'aquifère des plaines des Bordjas.
- L'aquifère littoral.

Ces trois aquifères sont interactifs en raison de l'existence de parois imperméables au niveau de certaines formations du miocène et du pliocène qui leur servent de séparation.

De ce fait, sur le littoral au niveau de 14° Ouest de Mazagran et de Mostaganem, l'aquifère principal communique avec la nappe littorale.

L'aquifère principale communique et alimente de façon importante la nappe de la plaine des Bordjas le long d'un axe qui va de l'Est de Hassi Mameche jusqu'au Nord de Mesra.

Les manifestations en surface les plus importantes de ces différents aquifères sont l'oued Ain Sefra et Oued EL Kheir.

On relève également un nombre élevé d'émergences superficielles sous formes de sources notamment au niveau du Djebel Trick Touires, Mazagran, Stidia, Hassi Mameche, Ouréah, Ain Tedeles etc.

Le coefficient d'emménagement varie entre 0,0013 et 0,046. Le plus important stockage se fait par la partie centrale du plateau (Oued Ain Sefra) et diminue vers l'Est et le Sud-Est (Djebel Djezar et Djebel Trick Touires).

I.6.2. Les réserves et le bilan :

En 1970 la quantité d'eau disponible dans le plateau était estimée à 794,25 millions de m³ et en 1990 l'aquifère ne contenait plus que 245 millions de m³.

Le prélèvement annuel de l'eau de la nappe a connu une nette progression entre 1970 et 1996 il est passé successivement de :

- 11,4 millions de m³ en 1971.
- 15 millions de m³ en 1978.
- 23,5 millions de m³ en 1980.
- 19,68 millions de m³ en 1996.

En 1996 le débit prélevé sur l'aquifère par la wilaya est de 744,7 l/s, par l'intermédiaire de 61 forages, 20 sources et 42 puits alors que les douze communes du plateau ne prélève un débit de 508,6 l/s.

Tab.I.2 : Prélèvement sur la nappe en 1996.

	Nb. Forages	Nb. Sources	Nb. Puits	Débit prélevé
Wilaya	61	20	42	744,7 l/s
Plateau	40	7	16	508,4 l/s

(Source : Bureau d'étude EDIL 1996)

A l'exception des communes de Hassi Mameche, Touahria et Ain Sidi Chérif, le reste de la wilaya souffre d'un déficit important en eau qui varie entre 15 et 60% selon les communes.

Tab.I.3 : Bilan journalier de l'exploitation de la nappe en 1996.

	Besoin en m ³ /j	Production m ³ /j	Bilan
Wilaya	44870 m ³	71596	-26726
Plateau	33913	47914	-14001
Hassi Mameche	1536	2714	+1178
Touahria	452	503	+91
Ain Sidi Chérif	478	1096	+618

(Source : Bureau d'étude EDIL 1996)

I.6.3. Le bilan de l'eau à Hassi Mameche :

La commune de Hassi Mameche est alimentée par six forages dont le débit total est d'environ 31,4 l/s, soit 2714 m³ de production journalière.

Avec une dotation de 90 l/jour/personne la commune avait besoin en 1998 (avec une population de 21778) de 1960 m³/jour et dégageait un excédent de 754 m³/j.

En 2004, avec une population de 27270 habitants les besoins journaliers en eau et avec la même dotation s'élève à 2454 m³, et l'excédent n'est plus que de 260 m³/jour.

L'excédent de production de la commune est relatif car il est rattrapé par la croissance démographique d'une part et calculé par rapport à une dotation de 90 l/j/p qui est inférieure à la moyenne théorique nationale (150 l/j/p).

La commune de Hassi Mameche comptait 1068 puits en 1993 soit 18 puits/km² contre 718 en 1987.

On dénombre également 332 puits agricoles souvent équipés de motopompes mais beaucoup d'entre eux sont asséchés.

La profondeur de la nappe qui était de 15 à 20 mètres en 1970 atteint aujourd'hui 60 à 70 m.

I.6.4. Ouvrages de stockage :

La zone d'étude est dotée de quatre réservoirs, dont les caractéristiques sont données par le Tab.I.4.

Tab.I.4 : Caractéristiques des réservoirs.

Réservoir	Capacité	C.T.N	C.T.P
	m ³	m	m
R.5000	5000	214,96	218,96
R.400	400	221,95	225,95
R.700	700	179,08	183,08
R.1000	1000	191,59	195,59

(Source : DRE Mostaganem)

Dans notre projet on va prendre le réservoir R.5000 avec ses côtes comme données, Ce réservoir est alimenté par l'usine de dessalement. Il est situé au niveau du douar Blaïdia, commune Hassi Mameche (W.Mostaganem).

Conclusion :

Après ce résumé sur la présentation de la zone d'étude, on a fait ressortir quelques points nécessaires, basés essentiellement sur la situation topographique qui va nous aider à garantir une meilleure projection du système d'adduction pour l'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain de la commune de Hassi Mameche Wilaya Mostaganem, de telle façon à assurer l'alimentation convenable de la ville.

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Pour avoir une bonne conception de notre projet on doit commencer tout d'abord par une estimation des besoins en eau potable des agglomérations de notre zone d'étude pour un horizon futur 2046.

Cette estimation dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une population à une autre.

II. Estimation Des Besoins En Eau :

II.1. Estimation de la population :

Le nombre d'habitant en 2016 :

NB : Selon La DRE on a estimé qu'on aura 5 personnes par logement.

Partie haute :

Tab.II.1 : Le nombre d'habitant à l'état actuel 2016 (Partie haute).

Ilot N°	1	2	3	21	22	23	24	25	26	Logement Promotionnel Aidé	Tot	Nbre d'hab
Nbre de Logts	171	221	198	89	158	135	159	158	120	450	1859	9295

(Source : APC Hassi Mameche)

Partie basse :

Tab.II.2 : Le nombre d'habitant à l'état actuel 2016 (Partie basse).

Ilot N°	10	12	14	16	45	46	Tot	Nbre d'hab
Nbre de Logts	154	143	123	116	200	80	816	4080

(Source : APC Hassi Mameche)

L'agglomération de la commune de Hassi Mameche compte actuellement 13375 habitants, C'est une agglomération qui est en voie de développement notamment du point de vue habitants. Pour avoir une idée sur cette population à long terme, nous pouvons faire une estimation moyennant la relation géométrique qui obéit à la loi des accroissements finis.

Les hypothèses de projections de projections de population d'une agglomération reposent sur :

- Sa situation géographique et à sa région caractérisée par des perspectives de développements socioéconomiques relativement homogènes (région démographique homogènes).
- à son poids démographique (strates de population).

Donc l'objectif de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable à l'horizon 2045 ; pour L'estimation de la population future, nous adopterons :

Un taux d'accroissement de $t=2.1\%$;(Source : APC de Hassi Mameche).

En Algérie, il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la formule suivante :

$$P_n = P_0 (1 + \tau)^n \quad [\text{hab.}] \dots \dots \dots (\text{II.1})$$

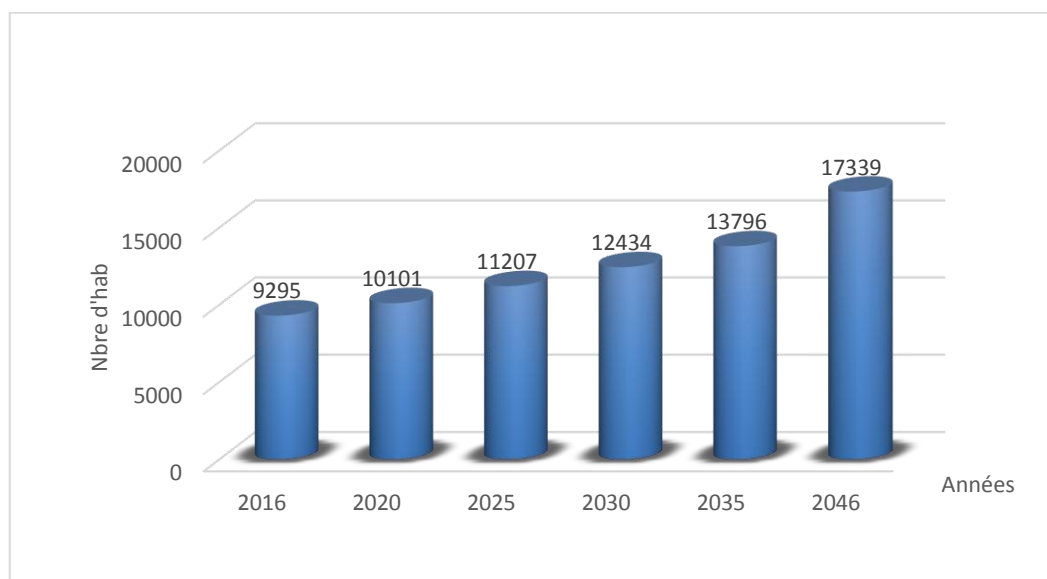
Avec :

- P_n : population future prise à l'horizon quelconque (hab.).
- P_0 : population de l'année de référence (hab.).
- τ : taux d'accroissement annuel de la population.
- n : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

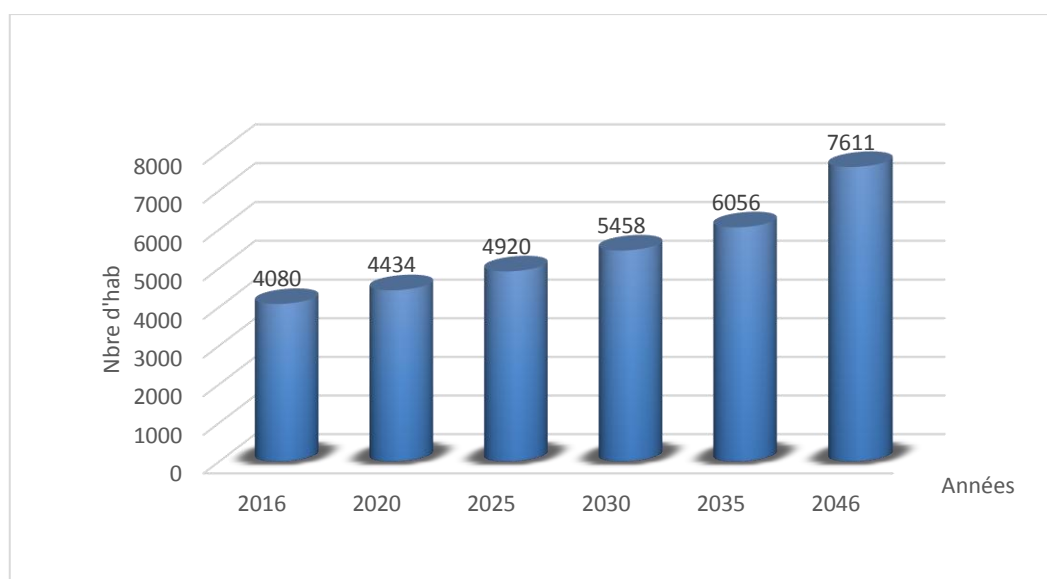
L'évolution de la population est donnée dans le **Tab.II.3**.

Tab.II.3 : Estimation de l'évolution de la population.

Horizons	2016	2020	2025	2030	2035	2046
Taux d'accroissement %	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
Population (Partie Haute)	9295	10101	11207	12434	13796	17339
Population (Partie Basse)	4080	4434	4920	5458	6056	7611



FigureII.1 : Evolution de la population de la zone d'étude (Partie haute) 2016-2046.



FigureII.2 : Evolution de la population de la zone d'étude (Partie basse) 2016-2046.

II.2. Evaluation des besoins en eau potable à l'état actuel (2016) :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme étant la quantité d'eau moyenne consommée par usager et par jour, Elle est en fonction de la situation économique, de la disponibilité des ressources, de l'utilisation des équipements domestiques modernes, de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, et des variations saisonnières atteignant un minimum en hiver et un maximum en été, résultant d'une consommation plus élevée au temps chaud.

II.2.1. Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre de consommateur, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{moy, j} = \frac{1}{1000} \times Dot \times N \quad [m^3/j] \dots \dots \dots (II.2)$$

Avec :

- $Q_{moy, j}$: Débit moyen journalier en m^3/j .
- Dot : dotation journalière en $l/j/hab$.
- N : nombre de consommateurs (d'habitants).

Vu l'urbanisation, le niveau de vie et le confort du nouveau pôle urbain Hassi Mameche il est préférable de se pencher sur les différentes catégories des besoins tels que :

1/ Besoins domestiques :

C'est la consommation en eau de la population pour la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

La dotation moyenne par habitant et par jour se situe comme suit :

Tab.II.4: Dotation en fonction de la population.

Population	Dotation (l/j/hab)
Ville moins de 2'000 hab	125
Ville de 2'000 à 20'000 hab	150 à 200
Ville de 20'000 à 100'000 hab	200 à 300
Ville plus de 100'000 hab	300 à 350

(Source : Livre Mr S.BOUALEM ENSH septembre 2014, p20)

Pour le cas de notre projet, notre pôle urbain est situé dans une zone touristique donc le calcul des besoins domestiques à l'état actuel se fera à la base d'une dotation de **200 l/j/h**.

2/ Besoins Des Equipements Publics :

Ils englobent les différents services suivants (Scolaires, Administratifs, Sanitaires, Culturels, et Services publics...) et le choix de la dotation varié selon la catégorie.

3/ Besoins D'arrosages :

La dotation pour l'arrosage des jardins publics et des rues est fixée de 05 l/m² sur une durée de 04 heures.

4/ Besoins d'incendie :

C'est la quantité d'eau nécessaire pour la lutte contre l'incendie.

Tab.II.5: Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2016) pour les différentes catégories (Partie haute).

Catégories de consommateurs	Type de besoins	Equipements	Ilot	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestique	Domestique			Hab.	9295	200	1859
Equipement publiques	Scolaires	Crèche	34	Elève	80	80	6,4
		Ecoles primaire	29	Elève	400	20	8
		C.E.M	36	Elève	600	20	12
	Administratifs	Antenne poste	31	Employé	15	30	0,45
		Antenne APC	32	Employé	45	30	1,35
	Sanitaires	Salle de soins	30	Patient	40	50	2
Arrosages	Jardin publique		9	m ²	5100	5	25,5
	Espace vert		28	m ²	4700	5	23,5
	Placette publique		33	m ²	11100	5	55,5

Tab.II.6: Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2016) pour les différentes catégories (Partie basse).

Catégories de consommateurs	Type de besoins	Equipements	Ilot	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestique	Domestique			Hab.	4080	200	816
Equipement publiques	Scolaires	Ecoles primaire	4	Elève	400	20	8
		C.E.M	6	Elève	600	20	12
		Lycée	36	Elève	600	20	12
	Administratifs	Gendarmerie	7 8	Gendarme	50	150	7,5
		Bureau main d'œuvre	15	employé	15	30	0,45
		Agence bancaire	38	employé	15	30	0,45
	Socioculturels	Equipements sportif	19	m ²	18300	10	183
		Stade communale	20	Vestiaire	1	2000	2
		Salle de sport	35	Personne	30	60	1,8
		Bibliothèque	37	Personne	100	30	3
		Centre culturel	39	Personne	100	30	3
		Mosquée	40	Fidèle	400	20	8
	Commerciaux	Station d'essence	11	Unité	1	1000	1

Tab.II.6: Estimation des besoins en eau potables à l'état actuel (2016) pour les différentes catégories (Partie basse).
(Suite de tableau)

Catégories de consommateurs	Type de besoins	Equipements	Ilot	Unité de base	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Arrosages	Espace vert		5	m ²	5670	5	28,35
			13				
			17				
			18				
			42				
			43				
	Jardin publique		44	m ²	1200	5	6

Après une étude détaillée des différents besoins en eau, nous dressons un tableau récapitulatif des différentes catégories de consommations afin qu'on puisse calculer la consommation moyenne journalière.

Tab.II.7 : Récapitulation des Besoins en eau potables du nouveau pôle urbain à l'horizon actuel (2016).

Catégorie des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)	
	Partie haute	Partie basse
Domestique	1859	816
Scolaires	26,40	32,00
Administratifs	1,80	8,40
Sanitaires	2,00	0
Commerciaux	0	1,00
Socio -culturels	0	200,80
Arrosage	104,50	34,35
Total	1993,70	1092,55

II.1.2. Variation de la consommation journalière :

Au cours de l'année, la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où elle est minimale.

II.1.2.1. Coefficient D'irrégularité Maximum Journalier (K_{max, J}) :

Le coefficient d'irrégularité maximum journalier est le rapport entre la consommation maximale et la consommation moyenne dans la journée, il nous indique de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation.

On note :
$$K_{max, j} = \frac{Q_{max, j}}{Q_{moy, j}} \dots\dots\dots(II.3)$$

Avec :

- $Q_{max, j}$: Consommation maximale journalière en (m^3/j) .
- $Q_{moy, j}$: Consommation moyenne journalière en (m^3/j) .

Il varie entre 1,1 et 1,3.et consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

Dans notre étude on prend : $K_{max, j} = 1,2$ pour l'agglomération
 $K_{max, j} = 1$ pour l'arrosage.

II.1.2.2. Coefficient D'irrégularité Minimum Journalier ($K_{min, j}$):

Le coefficient d'irrégularité minimum journalier est le rapport entre la consommation minimale et la consommation moyenne dans la journée, il nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation.

On note :
$$K_{min, j} = \frac{Q_{min, j}}{Q_{moy, j}} \dots\dots\dots(II.4)$$

Avec :

- $Q_{min, j}$: Consommation minimale journalière en (m^3/j) .
- $Q_{moy, j}$: Consommation moyenne journalière en (m^3/j) .

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

Dans notre étude on prend : $K_{min, j} = 0,8$ D'où : $Q_{min, j} = 0,8 \times Q_{moy, j}$

II.1.2.3. Débit Maximum Journalier :

Correspond au débit relatif au jour de la plus grande consommation pendant l'année et il est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction.

Il est donné par :
$$Q_{max, j} = K_{max, j} \times Q_{moy, j} \quad [m^3/j]$$

Avec :

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

Le calcul de débit maximum journalier est représenté dans le **Tab.II.10**

II.1.3. Variation de la consommation horaire :

Au cours de la journée, le volume d'eau affluant du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre. Tandis que la somme de ces volumes d'eau horaires nous donne la consommation maximale journalière. Les débits horaires sont donnés en pourcentage du débit maximum journalier.

II.1.3.1. Débit Moyen Horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy, h}} = \frac{Q_{\text{max, j}}}{24} \quad [\text{m}^3/\text{h}] \dots\dots\dots(\text{II.5})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy, h}}$: débit moyen horaire en (m^3/h).
- $Q_{\text{max, j}}$: débit maximum journalier en (m^3/j).

II.1.3.2. Détermination Du Débit Maximum Horaire ($Q_{\text{max, h}}$):

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

$$Q_{\text{max, h}} = K_{\text{max, h}} \times Q_{\text{moy, h}} \quad [\text{m}^3/\text{h}] \dots\dots\dots(\text{II.6})$$

Avec :

- $Q_{\text{max, h}}$: Débit maximum horaire en (m^3/h).
- $Q_{\text{moy, h}}$: Débit moyen horaire en (m^3/h).
- $K_{\text{max, h}}$: Coefficient d'irrégularité maximale horaire.

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, Il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{\text{max, h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} \quad \dots\dots\dots(\text{II.7})$$

Avec :

- α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, Varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local.
Pour notre cas on prend : $\alpha_{\text{max}} = 1,30$
- β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II-5 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tab.II.8: β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

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

Puisque on a un nombre d'habitants égale à 9295 habitants alors : $\beta_{\text{max, (A)}} = 1,318$

Et pour 4080 habitants $\beta_{\text{max, (B)}} = 1,496$

D'où la valeur de $K_{\text{max, h}}$ sera : Pour la partie haute $\Rightarrow K_{\text{max, h(A)}} = 1,713$

Pour la partie basse $\Rightarrow K_{\text{max, h(B)}} = 1,945$

II.1.3.3. Détermination Du Débit Minimum Horaire ($Q_{\text{min, h}}$):

Il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{min, h}} = K_{\text{min, h}} \times Q_{\text{moy, h}} \quad [\text{m}^3/\text{h}] \dots\dots\dots(\text{II.8})$$

Avec :

- $Q_{\min, h}$: Débit minimum horaire en (m^3/h).
- $Q_{\text{moy}, h}$: Débit moyen horaire en (m^3/h).
- $K_{\min, h}$: Coefficient d'irrégularité minimale horaire.

Il est déterminé par la formule suivante :

$$K_{\min, h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \dots\dots\dots(II.9)$$

Avec :

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, Varie de **0,4 à 0,6**.

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

- β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population, Le tableau ci-dessous donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tab.II.9: β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	1000000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7	0,83	1

Puisque on a un nombre d'habitants égale à 9295 habitants alors : $\beta_{\min, (A)} = 0,374$

Et pour 4080 habitants $\beta_{\min, (B)} = 0,202$

D'où la valeur de $K_{\max, h}$ sera : Pour la partie haute $\Rightarrow K_{\min, h(A)} = 0,187$

Pour la partie basse $\Rightarrow K_{\min, h(B)} = 0,101$

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

Tab.II.10 : Résultats de calculs des différents débits.

Paramètres	$Q_{\text{moy}, j}$ (m^3/j)	$K_{\max, j}$	$Q_{\max, j}$ (m^3/j)	$Q_{\max, j, T}$ (m^3/j)	$Q_{\text{moy}, h}$ (m^3/h)	$K_{\min, h}$	$Q_{\min, h}$ (m^3/h)	$Q_{\min, h}$ (l/s)	$K_{\max, h}$	$Q_{\max, h}$ (m^3/h)	$Q_{\max, h}$ (l/s)
Partie haute	1889,20	1,2	2267,04	2371,54	98,81	0,187	18,48	5,13	1,713	169,27	47,02
Arrosage	104,50	1	104,5								
Partie basse	1058,20	1,2	1269,84	1304,19	54,34	0,101	5,49	1,52	1,945	105,69	29,36
Arrosage	34,35	1	34,35								

II.1.4. Evaluation De La Consommation Horaire En Fonction Du Nombre D'habitant :

La consommation horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière, elle est faible à certaines heures et très importante à d'autres.

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, on a opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomération en se basant sur le tableau (voir **Annexe II.1**) qui donne les variations horaires de la consommation totale dans divers centres d'agglomération.

Pour notre cas on a choisi la répartition variant inférieure à 10000 hab, la durée d'arrosage pendant la journée est prévue pour quatre (04) heures. Avec deux heures le matin et deux heures le soir.

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans les tableaux suivants :

Tab.II.11 : Détermination du débit maximum horaire (Partie haute).

Heures	Agglomérations		Arrosage		Qmax journalier		Cumul	
	Ch (%)	Q (m ³ /h)	Ch (%)	Q (m ³ /h)	Ch (%)	Qt (m ³ /h)	Ch (%)	Qh (m ³ /h)
0 - 1	1	22,67			0,96	22,67	0,96	22,67
1 - 2	1	22,67			0,96	22,67	1,91	45,34
2 - 3	1	22,67			0,96	22,67	2,87	68,01
3 - 4	1	22,67			0,96	22,67	3,82	90,68
4 - 5	2	45,34			1,91	45,34	5,74	136,02
5 - 6	3	68,01			2,87	68,01	8,60	204,03
6 - 7	5	113,35			4,78	113,35	13,38	317,39
7 - 8	6,5	147,36			6,21	147,36	19,60	464,74
8 - 9	6,5	147,36	25	26,13	7,32	173,48	26,91	638,23
9 - 10	5,5	124,69	25	26,13	6,36	150,81	33,27	789,04
10 - 11	4,5	102,02			4,30	102,02	37,57	891,05
11 - 12	5,5	124,69			5,26	124,69	42,83	1015,74
12 - 13	7	158,69			6,69	158,69	49,52	1174,43
13 - 14	7	158,69			6,69	158,69	56,21	1333,13
14 - 15	5,5	124,69			5,26	124,69	61,47	1457,81
15 - 16	4,5	102,02			4,30	102,02	65,77	1559,83
16 - 17	5	113,35	25	26,13	5,88	139,48	71,65	1699,31
17 - 18	6,5	147,36	25	26,13	7,32	173,48	78,97	1872,79
18 - 19	6,5	147,36			6,21	147,36	85,18	2020,15
19 - 20	5	113,35			4,78	113,35	89,96	2133,50
20 - 21	4,5	102,02			4,30	102,02	94,26	2235,52
21 - 22	3	68,01			2,87	68,01	97,13	2303,53
22 - 23	2	45,34			1,91	45,34	99,04	2348,87
23 - 24	1	22,67			0,96	22,67	100,00	2371,54
Total	100	2267,04	100	104,50	100,00	2371,54	100,00	2371,54

Tab.II.12 : Détermination du débit maximum horaire (Partie basse).

Heures	Agglomérations		Arrosage		Qmax journalier		Cumul	
	Ch (%)	Q (m ³ /h)	Ch (%)	Q (m ³ /h)	Ch (%)	Qt (m ³ /h)	Ch (%)	Qh (m ³ /h)
0 - 1	1	12,70			0,97	12,70	0,97	12,70
1 - 2	1	12,70			0,97	12,70	1,95	25,40
2 - 3	1	12,70			0,97	12,70	2,92	38,10
3 - 4	1	12,70			0,97	12,70	3,89	50,79
4 - 5	2	25,40			1,95	25,40	5,84	76,19
5 - 6	3	38,10			2,92	38,10	8,76	114,29
6 - 7	5	63,49			4,87	63,49	13,63	177,78
7 - 8	6,5	82,54			6,33	82,54	19,96	260,32
8 - 9	6,5	82,54	25	8,59	6,99	91,13	26,95	351,44
9 - 10	5,5	69,84	25	8,59	6,01	78,43	32,96	429,87
10 - 11	4,5	57,14			4,38	57,14	37,34	487,02
11 - 12	5,5	69,84			5,36	69,84	42,70	556,86
12 - 13	7	88,89			6,82	88,89	49,51	645,75
13 - 14	7	88,89			6,82	88,89	56,33	734,63
14 - 15	5,5	69,84			5,36	69,84	61,68	804,48
15 - 16	4,5	57,14			4,38	57,14	66,07	861,62
16 - 17	5	63,49	25	8,59	5,53	72,08	71,59	933,70
17 - 18	6,5	82,54	25	8,59	6,99	91,13	78,58	1024,83
18 - 19	6,5	82,54			6,33	82,54	84,91	1107,36
19 - 20	5	63,49			4,87	63,49	89,78	1170,86
20 - 21	4,5	57,14			4,38	57,14	94,16	1228,00
21 - 22	3	38,10			2,92	38,10	97,08	1266,09
22 - 23	2	25,40			1,95	25,40	99,03	1291,49
23 - 24	1	12,70			0,97	12,70	100,00	1304,19
Total	100	1269,84	100	34,35	100,00	1304,19	100,00	1304,19

Les résultats trouvés nous permettent de tracer les graphiques de la consommation totale et de la courbe intégrale (voir Figures II.5, II.6 et II.7).

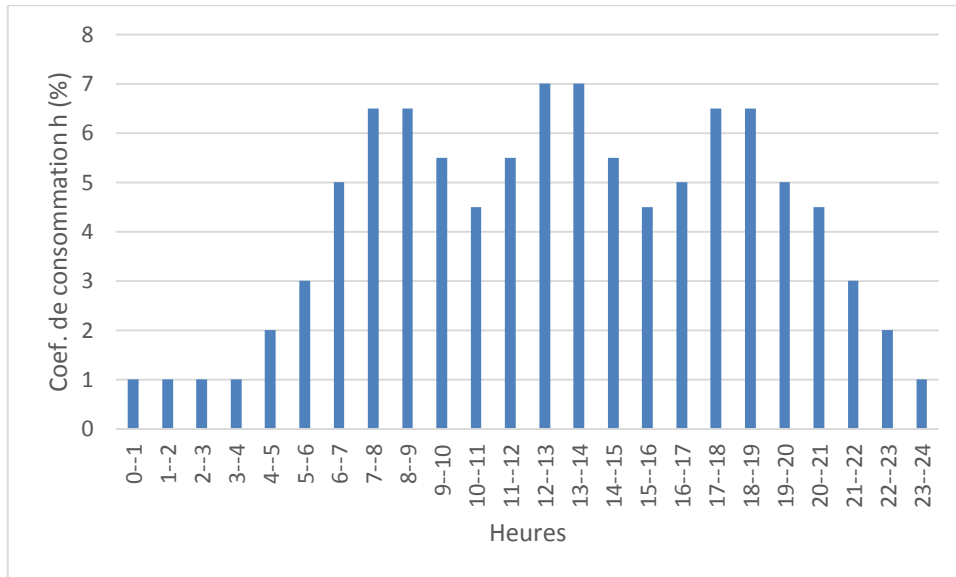


Figure II.3 : L'histogramme de consommation actuelle (Domestique) [Zone d'étude-2016].

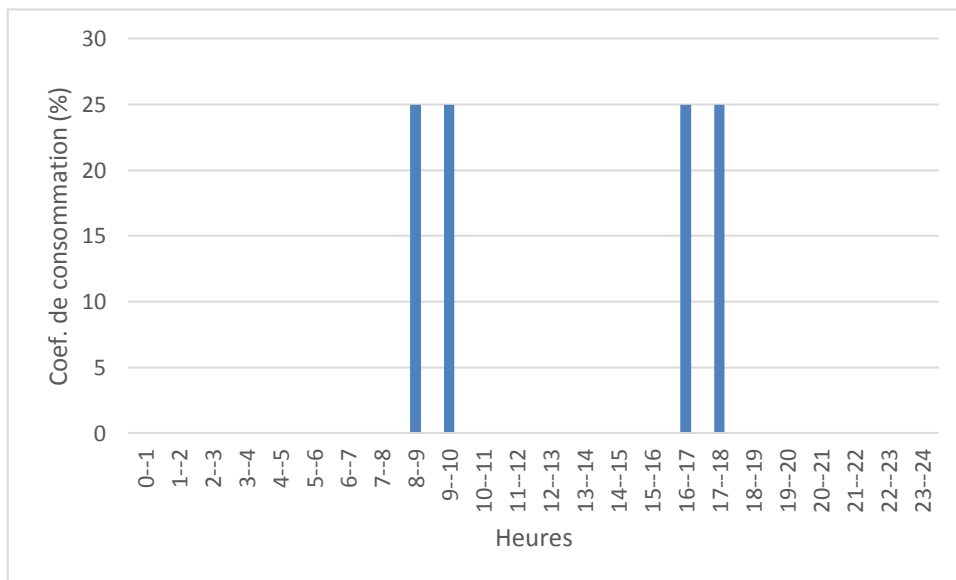


Figure II.4 : L'histogramme de consommation actuelle (Arrosage) [Zone d'étude-2016].

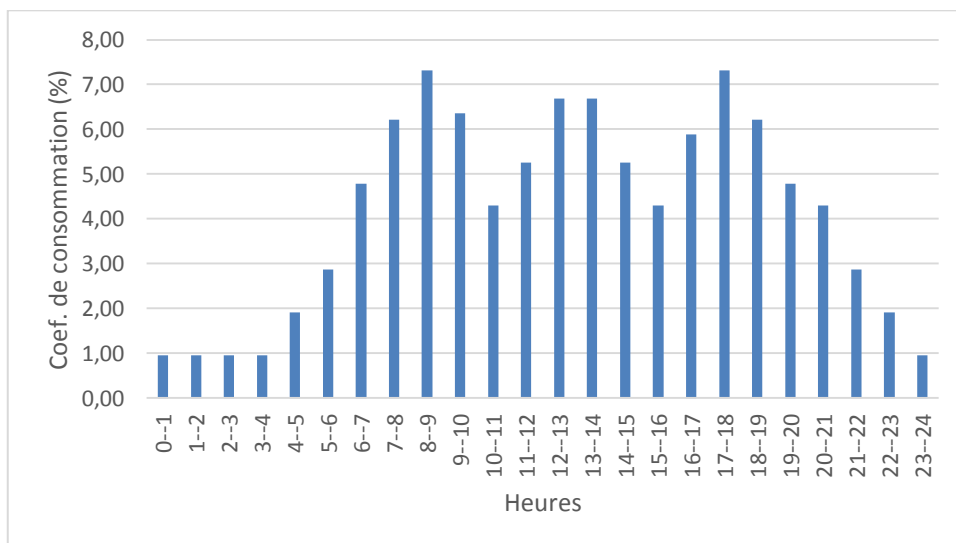


Figure II.5 : L'histogramme de consommation actuelle (Total) [Partie haute-2016].

À partir du tableau et de graphique de consommation on a trouvé que la période de pointe s'étale entre **08h** et **09h** ainsi entre **17h** et **18h** avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{\max, h} = 173,48 \text{ m}^3/\text{h} = 48,19 \text{ l/s}$$

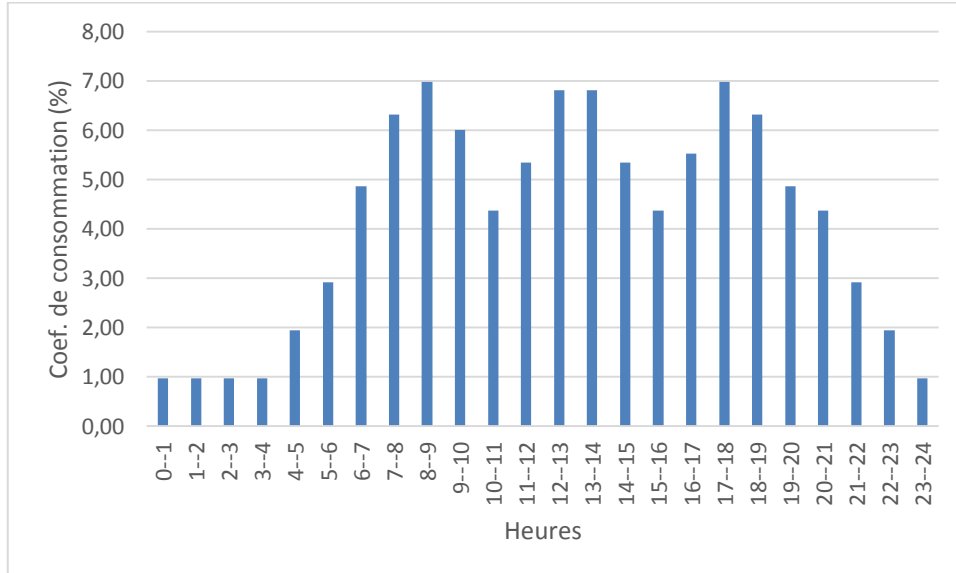


Figure II.6 : L'historgramme de consommation actuelle (Total) [Partie basse-2016].

À partir du tableau et de graphique de consommation on a trouvé que la période de pointe s'étale entre **08h** et **09h** ainsi entre **17h** et **18h** avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{\max, h} = 91,13 \text{ m}^3/\text{h} = 25,31 \text{ l/s}$$

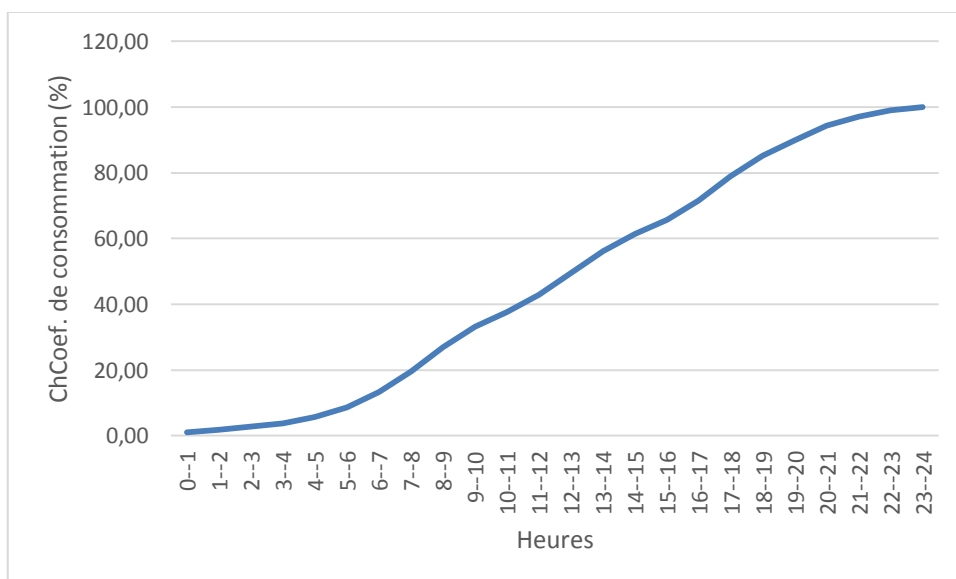


Figure II.7 : L'historgramme de consommation actuelle (Courbe intégrale) [Partie haute-2016].

NB: On trace cette courbe pour pouvoir déterminer le volume de Réservoir.

II.3. Estimation des besoins en eau potable à l'horizon 2046 :

II.3.1. Calcul des besoins moyens journaliers :

Pour assurer le débit de la population future, nous prévoyons la réalisation d'un programme d'équipement qui sera mis au point ultérieurement. En appliquant les mêmes formules pour le calcul des débits.

Le **Tab.II-13** donne une image de projection possible pour l'horizon (2046).

Tab.II.13 : Récapitulation des Besoins en eau potables du nouveau pôle urbain à l'horizon d'étude (2046).

Catégorie des besoins	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	
	Partie haute	Partie basse
Domestique	3467,80	1522,20
Scolaires	26,40	32,00
Administratifs	1,80	8,40
Sanitaires	2,00	0
Commerciaux	0	1,00
Socio -culturels	0	200,80
Arrosage	104,50	34,35
Total	3602,50	1798,75

II.3.2. Détermination des débits de consommation :

En appliquant les mêmes procédés et les mêmes formules présentées auparavant on a trouvé les résultats de calculs des débits présentés dans le tableau ci-après avec :

Le débit maximum journalier : $Q_{\text{max},j} = K_{\text{max},j} \times Q_{\text{moy},j}$ (m³/j)

Le débit moyen horaire : $Q_{\text{moy},h} = \frac{Q_{\text{max},j}}{24}$ (m³/h)

Le débit maximal horaire : $Q_{\text{max},h} = K_{\text{max},h} \times Q_{\text{moy},h}$ (m³/h)

Tab.II.14: Résultats de calculs des différents débits pour l'horizon (2046).

Paramètres	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)	$K_{\text{max},j}$	$Q_{\text{max},j}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{max},jT}$ (m ³ /j)
Partie haute	3498,00	1,2	4197,6	4302,1
Arrosage	104,50	1	104,5	
Partie basse	1764,40	1,2	2117,28	2151,63
Arrosage	34,35	1	34,35	

II.3.3. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Pour la partie haute à l'horizon d'étude 2046 on aura un nombre d'habitant égal à 17339 hab. D'après (l'Annexe II.1) on va choisir pour notre cas la répartition de 10'001 à 50'000 habitants.

La durée d'arrosage pendant la journée est prévue pour quatre (04) heures. Avec deux heures le matin et deux heures le soir.

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans les tableaux suivants :

Tab.II.15: Variation des débits horaires (Partie haute) pour l'horizon [2046].

Heures	Agglomérations		Arrosage		Qmax journalier		Cumul	
	Ch (%)	Q (m ³ /h)	Ch (%)	Q (m ³ /h)	Ch (%)	Qt (m ³ /h)	Ch (%)	Qh (m ³ /h)
0 - 1	1,5	62,96			1,46	62,96	1,46	62,96
1 - 2	1,5	62,96			1,46	62,96	2,93	125,93
2 - 3	1,5	62,96			1,46	62,96	4,39	188,89
3 - 4	1,5	62,96			1,46	62,96	5,85	251,86
4 - 5	2,5	104,94			2,44	104,94	8,29	356,80
5 - 6	3,5	146,92			3,41	146,92	11,71	503,71
6 - 7	4,5	188,89			4,39	188,89	16,10	692,60
7 - 8	5,5	230,87			5,37	230,87	21,47	923,47
8 - 9	6,25	262,35	25	26,13	6,71	288,48	28,17	1211,95
9 - 10	6,25	262,35	25	26,13	6,71	288,48	34,88	1500,42
10 - 11	6,25	262,35			6,10	262,35	40,97	1762,77
11 - 12	6,25	262,35			6,10	262,35	47,07	2025,12
12 - 13	5	209,88			4,88	209,88	51,95	2235,00
13 - 14	5	209,88			4,88	209,88	56,83	2444,88
14 - 15	5,5	230,87			5,37	230,87	62,20	2675,75
15 - 16	6	251,86			5,85	251,86	68,05	2927,61
16 - 17	6	251,86	25	26,13	6,46	277,98	74,51	3205,59
17 - 18	5,5	230,87	25	26,13	5,97	256,99	80,49	3462,58
18 - 19	5	209,88			4,88	209,88	85,36	3672,46
19 - 20	4,5	188,89			4,39	188,89	89,76	3861,35
20 - 21	4	167,90			3,90	167,90	93,66	4029,26
21 - 22	3	125,93			2,93	125,93	96,59	4155,18
22 - 23	2	83,95			1,95	83,95	98,54	4239,14
23 - 24	1,5	62,96			1,46	62,96	100,00	4302,10
Total	100	4197,60	100	104,50	100,00	4302,10	100,00	4302,10

Tab.II.16 : Variation des débits horaires (Partie basse) pour l'horizon [2046].

Heures	Agglomérations		Arrosage		Qmax journalier		Cumul	
	Ch (%)	Q (m ³ /h)	Ch (%)	Q (m ³ /h)	Ch (%)	Qt (m ³ /h)	Ch (%)	Qh (m ³ /h)
0 - 1	1	21,17			0,98	21,17	0,98	21,17
1 - 2	1	21,17			0,98	21,17	1,97	42,35
2 - 3	1	21,17			0,98	21,17	2,95	63,52
3 - 4	1	21,17			0,98	21,17	3,94	84,69
4 - 5	2	42,35			1,97	42,35	5,90	127,04
5 - 6	3	63,52			2,95	63,52	8,86	190,56
6 - 7	5	105,86			4,92	105,86	13,78	296,42
7 - 8	6,5	137,62			6,40	137,62	20,17	434,04
8 - 9	6,5	137,62	25	8,59	6,80	146,21	26,97	580,25
9 - 10	5,5	116,45	25	8,59	5,81	125,04	32,78	705,29
10 - 11	4,5	95,28			4,43	95,28	37,21	800,57
11 - 12	5,5	116,45			5,41	116,45	42,62	917,02
12 - 13	7	148,21			6,89	148,21	49,51	1065,23
13 - 14	7	148,21			6,89	148,21	56,40	1213,44
14 - 15	5,5	116,45			5,41	116,45	61,81	1329,89
15 - 16	4,5	95,28			4,43	95,28	66,24	1425,17
16 - 17	5	105,86	25	8,59	5,32	114,45	71,56	1539,62
17 - 18	6,5	137,62	25	8,59	6,80	146,21	78,35	1685,83
18 - 19	6,5	137,62			6,40	137,62	84,75	1823,45
19 - 20	5	105,86			4,92	105,86	89,67	1929,32
20 - 21	4,5	95,28			4,43	95,28	94,10	2024,59
21 - 22	3	63,52			2,95	63,52	97,05	2088,11
22 - 23	2	42,35			1,97	42,35	99,02	2130,46
23 - 24	1	21,17			0,98	21,17	100,00	2151,63
Total	100	2117,28	100	34,35	100,00	2151,63	100,00	2151,63

Les résultats trouvés nous permettent de tracer les graphiques de la consommation totale et de la courbe intégrale (voir Figures II.11, II.12 et II.13).

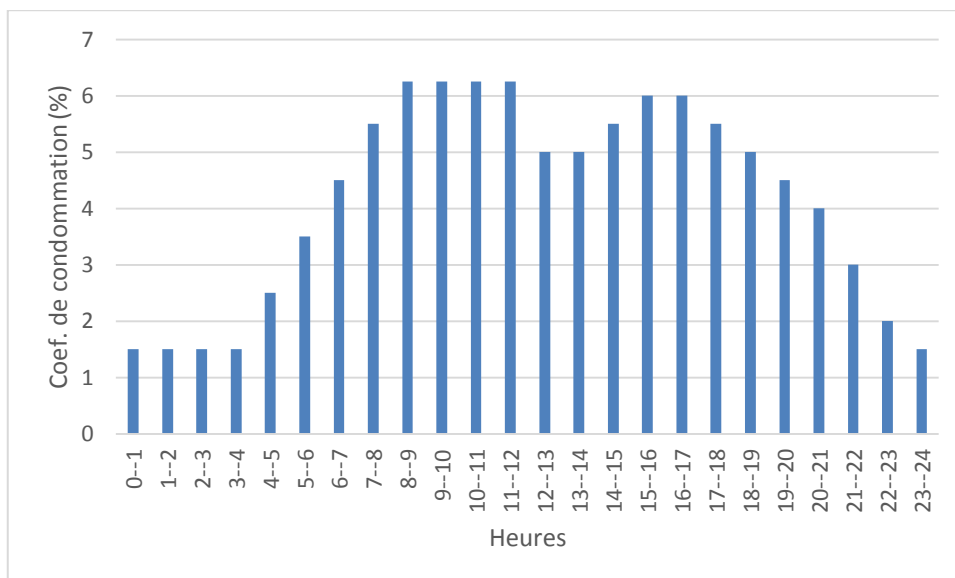


Figure II.8 : L'histogramme de consommation (Domestique) [Partie haute-2046].

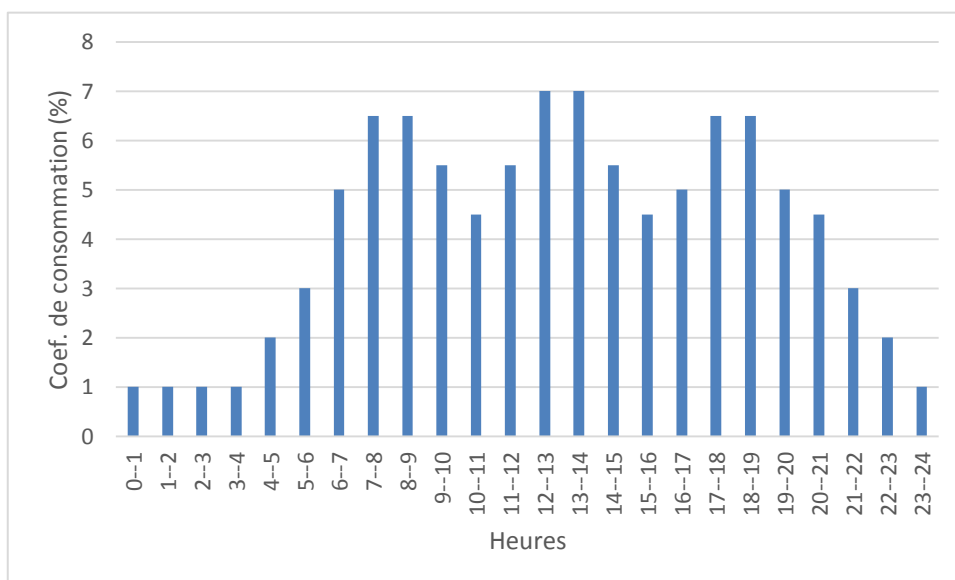


Figure II.9 : L'histogramme de consommation (Domestique) [Partie basse-2046].

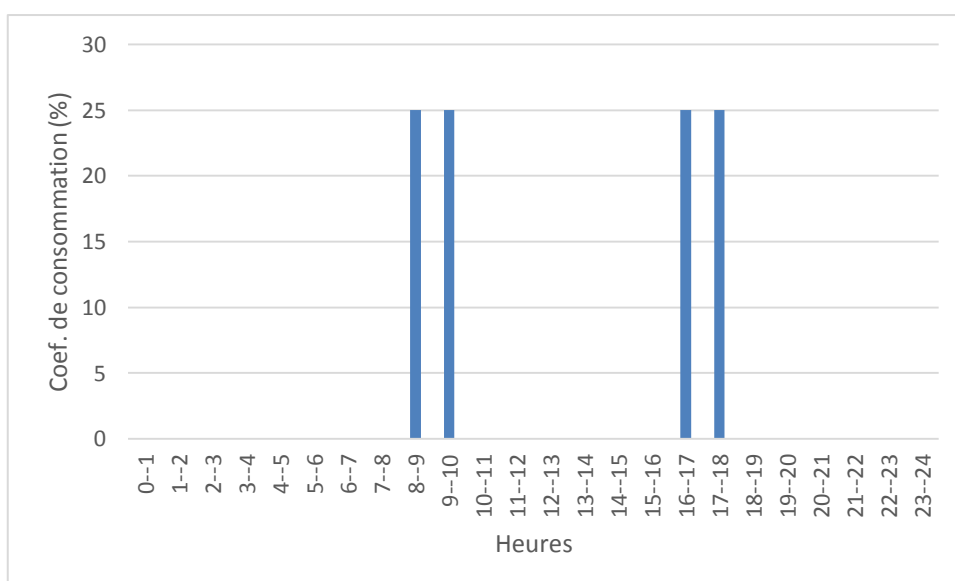
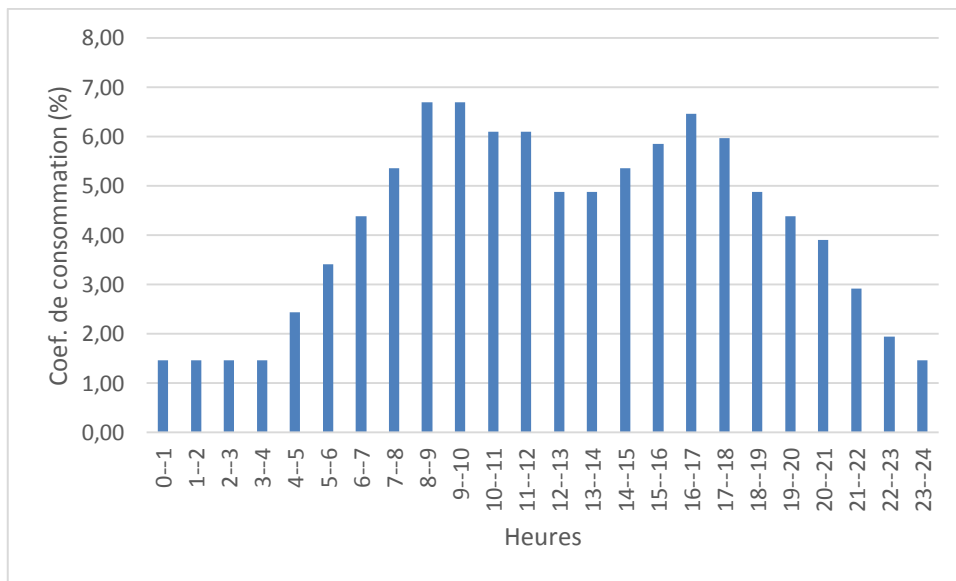


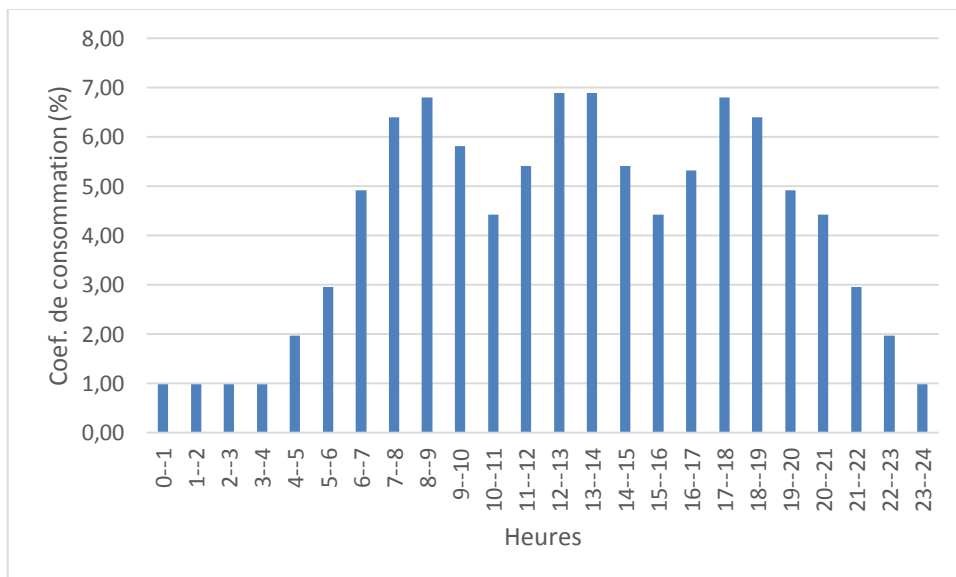
Figure II.10 : L'histogramme de consommation (Arrosage) [Zone d'étude-2046].



FigureII.11 : L'histogramme de consommation (Total) [Partie haute-2046].

À partir du tableau et de graphique de consommation on a trouvé que la période de pointe s'étale entre **08h** et **09h** ainsi entre **09h** et **10h** avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{\max, h} = 288,48 \text{ m}^3/\text{h} = 80,13 \text{ l/s}$$



FigureII.12 : L'histogramme de consommation (Total) [Partie basse-2046].

À partir du tableau et de graphique de consommation on a trouvé que la période de pointe s'étale entre **12h** et **13h** ainsi entre **13h** et **14h** avec un débit horaire de pointe égale à :

$$Q_{\max, h} = 148,21 \text{ m}^3/\text{h} = 41,17 \text{ l/s}$$

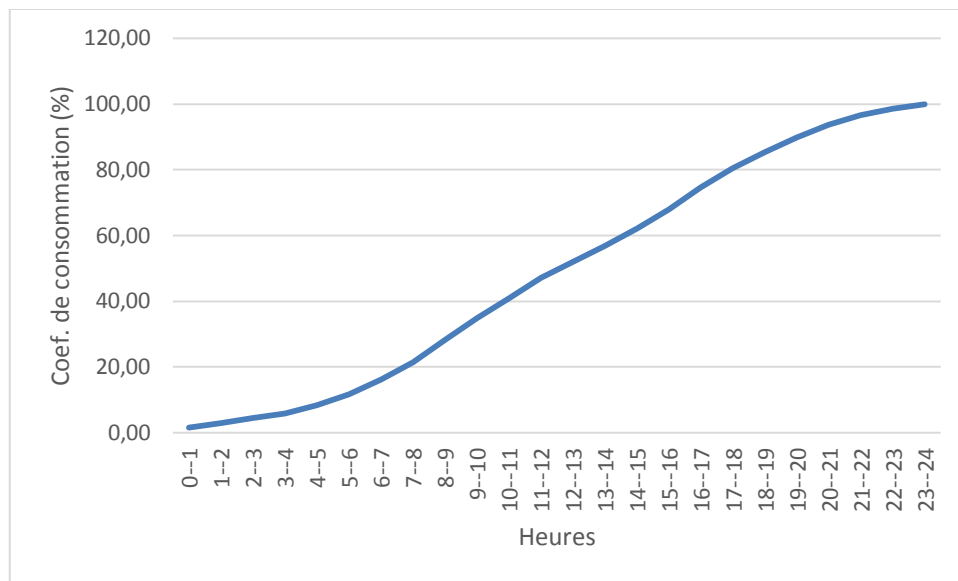


Figure II.13 : L'histogramme de consommation (Courbe intégrale) [Partie haute-2046].

Les problématiques caractérisant le nouveau pôle urbain du projet sont les suivantes :

- Augmentation remarquable de la population.
- Un terrain accidenté dont la cote maximale de la partie haute est supérieure à celle du réservoir existant donc la distribution d'eau à partir de ce dernier ne répond pas à la pression demandée.

Conclusion :

Ce chapitre a pour but d'estimer les besoins en eau potable pour le nouveau pôle urbain HASSI MAMECHE à l'horizon 2046.

On a fait une analyse approfondie qui a permis de déterminer l'état actuel de l'approvisionnement en eau de la ville du projet et les besoins futurs jusqu'à l'horizon 2046.

Nous avons pris chaque catégorie de consommateur, et avons étudié leur habitude de consommation. En ce qui concerne les besoins de la population qu'on a estimé d'avoir dans l'horizon d'étude, nous avons considéré une dotation de 200 l/j/habitant.

ETUDE DES RESERVOIRS

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage régulateurs de débit qui permet d'adapter la production à la consommation, donc ils représentent des éléments indispensables nécessitant une étude approfondie afin qu'ils puissent remplir à bien.

Alors le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le projeté de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement du réseau.

III. Etude des réservoirs :

III.1. Rôles des réservoirs :

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation, Ils permettent de :

- Emmagasiner l'eau pendant les heures creuses de consommation et restitution de l'eau pendant les autres heures ou la consommation devient importante.
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Constituer une réserve pour les imprévus (rupture, panne, réparation, extension du réseau...).
- Régulariser le fonctionnement du pompage, Les pompes refoulent à un débit constant.
- Simplifier l'exploitation.
- Assurer la réserve d'incendie.
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise-charge dans le cas d'une distribution étagée.
- jouer le rôle de relai.

III.2. choix de la cote d'implantation et emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Dans notre étude, on va choisir l'emplacement du réservoir d'une façon qu'il soit compatible avec l'un des rôles qu'il doit jouer c.à.d. assurer aux abonnés une pression suffisante. En conséquence, l'altitude de la cuve et plus précisément son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

III.3. Prescriptions sanitaires :

Afin d'éviter les risques importants de dégradation de la qualité de l'eau dans ces ouvrages, certaines règles de conception doivent être prises en compte dès l'origine du projet :

- ❖ **Renouvellement de l'eau** : le renouvellement de l'eau dans les réservoirs est une condition nécessaire à la préservation de la qualité de l'eau.

Le temps de séjour dépend directement des volumes de stockage, en pratique, on peut retenir les ordres de grandeur suivants pour le dimensionnement des réservoirs :

- une journée de consommation en milieu rural,
- une demi-journée de consommation en milieu urbain.
- ❖ **Brassage de l'eau** : La forme des réservoirs ainsi que les dispositifs de remplissage et de vidange doivent permettre une circulation suffisante de l'eau pour éviter la formation de zones d'eau stagnante et donc empêcher la prolifération des germes.

❖ **Choix des matériaux :** On s'attachera à utiliser des matériaux adéquats en apportant un soin particulier au choix des joints et des enduits.

❖ **Étanchéité de l'ouvrage et équipements divers :** L'étanchéité des ouvrages de stockage est indispensable pour préserver la qualité de l'eau.

L'attention se portera sur toutes les parties de l'ouvrage :

- Murs, radier.
- Capots et accès divers.

Il faut noter que la mauvaise étanchéité de la partie supérieure du réservoir est souvent la cause d'apport d'eaux de ruissellement parasites.

❖ **Isolation thermique :** Les variations importantes de la température (journalières ou saisonnières) peuvent favoriser la dégradation de la qualité de l'eau en particulier le développement d'algues et de mousse. À ce sujet, les réservoirs enterrés sont thermiquement bien isolés et permettent de conserver quasi-constante la température de l'eau.

❖ **Protection des entrées d'air :** Le renouvellement de l'air dans les réservoirs est indispensable. Il faut cependant protéger les entrées d'air contre la pénétration des poussières, des insectes voire de petits animaux.

A cet effet, les dispositifs d'aération comporteront des tamis à maille fine en acier inoxydable ou en matière plastique.

❖ **Limitation de l'éclairage naturel :** La lumière favorise la croissance des algues dans l'eau, l'éclairage naturel permanent à l'intérieur du réservoir est donc à proscrire. L'ouvrage sera par contre équipé d'un éclairage artificiel permettant son exploitation et son entretien en toute sécurité.

III.4. Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories selon :

Le matériau de construction, on distingue :

- Réservoir métalliques.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton armé.

La situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées.
- Semi-enterrés.
- Surélevé.

Selon l'usage :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage. (Réservoir d'eau traité).
- Réservoir terminal.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- Brise charge.

La forme géométrique :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire.
- Réservoir carré.

NB : dans notre étude on a : - la cote la plus élevée est de **221,70 m**

- la cote piézométrique la plus élevée est plus de **230 m**

Donc on va planter un réservoir surélevé.

III.5. Choix du réservoir :

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas. Cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au-dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

III.6.Equipements du réservoir :

Le réservoir doit être équipé de :

III.6.1. Conduite d'arrivée ou d'alimentation :

Cette conduite doit être à l'opposé de la conduite de départ pour provoquer le brassage et permettre le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et un écoulement par rouleaux.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières :

III.6.1.1. Par Le haut :

Soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

III.6.1.2 : Par Le bas :

Soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

III .6.2. Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à **0.15** ou **0.2 m** au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décompter dans la cuve.

On réserve au minimum **0.5 m** au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution. Il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

III .6.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite a pour but d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance H au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

III.6.4. Conduite de vidange :

Elle est placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre.

On peut installer des détecteurs de niveau dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

III .6.5. Conduite by-pass :

On relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un de conduite appelé By-pass pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve.

III.6.6. Matérialisation de la réserve d'incendie :

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

Nous distinguons deux types de systèmes :

- **Système à deux prises** : dont la réserve n'est pas convenablement renouvelé.
- **Système à siphon** : qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

III.7.Emplacement Des Réservoirs :

L'emplacement des réservoirs pose souvent un problème délicat à résoudre, c'est le problème de la topographie, et pour des raisons d'économie, il est préférable que l'alimentation du réseau de distribution doive se faire par gravité, donc le réservoir doit donc être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

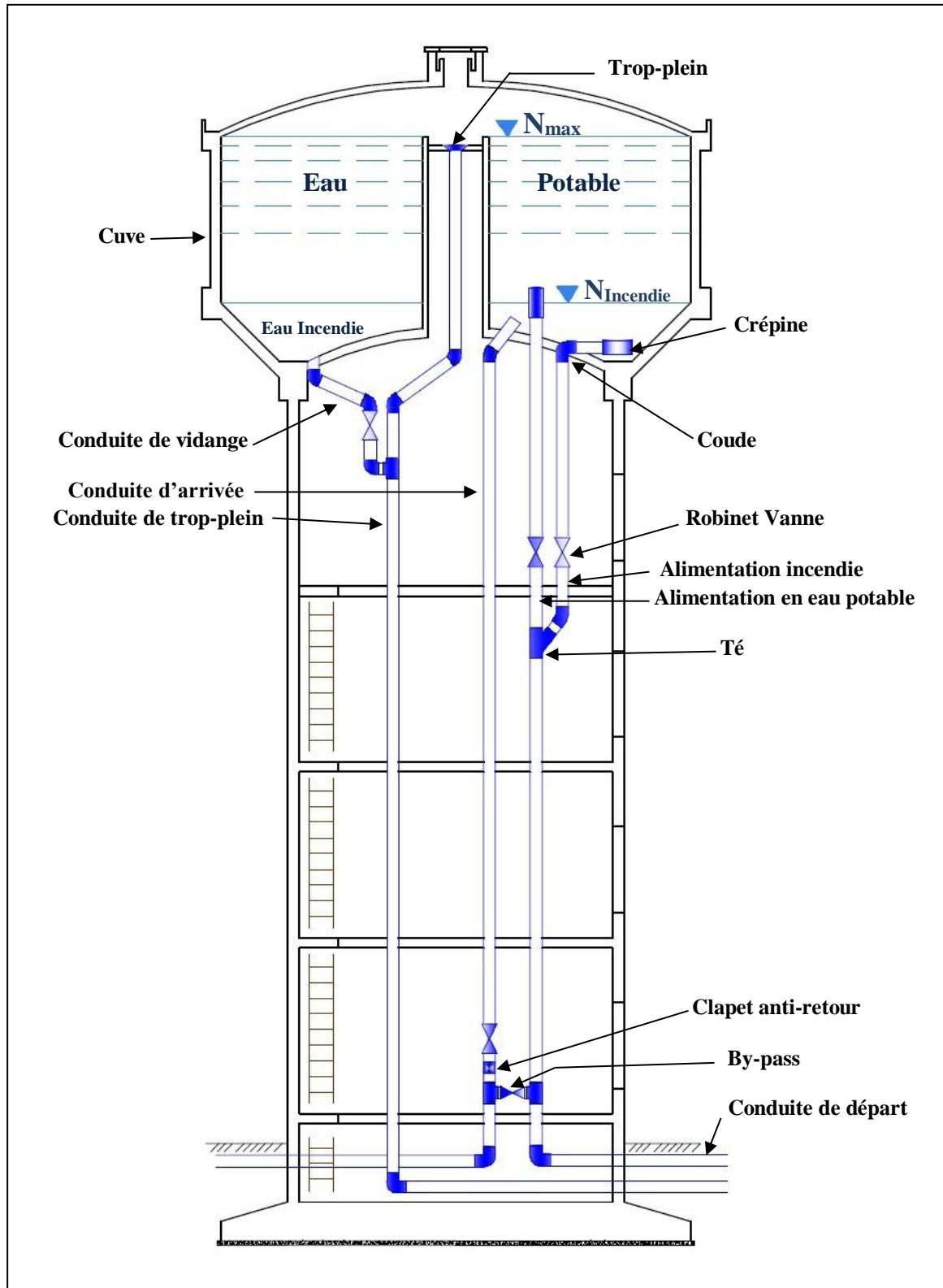


Figure III.1 : Coupe transversale d'un réservoir surélevé

III.8.Capacité des réservoirs :

Pour le calcul de la capacité du réservoir on doit tenir compte des variations de débit à l'entrée comme à la sortie c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande.

La capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Il est possible de réduire leurs capacités en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution.

III.8.1.Cas d'une adduction par refoulement :

Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer :

a. Méthode analytique :

La méthode analytique consiste à faire un calcul de résidus entre un régime d'alimentation qui est caractérisé par un débit constant avec un régime de consommation caractérisé par un débit variable (en fonction de la consommation des habitants).

On ressort le volume qui suit :

$$V_r = a(\%) \times Q_{\max,j} / 100 \quad [m^3] \dots \dots \dots (III.1)$$

Avec :

- V_r : capacité résiduelle (m^3).
- a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).
- $Q_{\max,j}$: la consommation maximale journalière (m^3/j).

On détermine le volume total en ajoutant le volume d'incendie au volume résiduel :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad [m^3] \dots \dots \dots (III.2)$$

Avec :

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3).
- V_r : capacité résiduelle (m^3).
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

b. Méthode graphique :

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

Donc, Le volume total est calculé selon la formule suivante :

$$V_T = (Q_{\max,j} \times R_{\max}) / 100 + V_{inc} \quad [m^3] \dots \dots \dots (III.3)$$

Avec :

- V_T : volume total (m^3).
- $Q_{max,j}$: le débit maximum journalier (m^3/j).
- R_{max} : résidu maximal journalier (%).

Tel que :

$$R_{max} = |d| + |d'| \quad [\%] \dots \dots \dots (III.4)$$

- d : Excès pendant les différentes heures de la journée.
- d' : Déficit pendant les différentes heures de la journée.

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

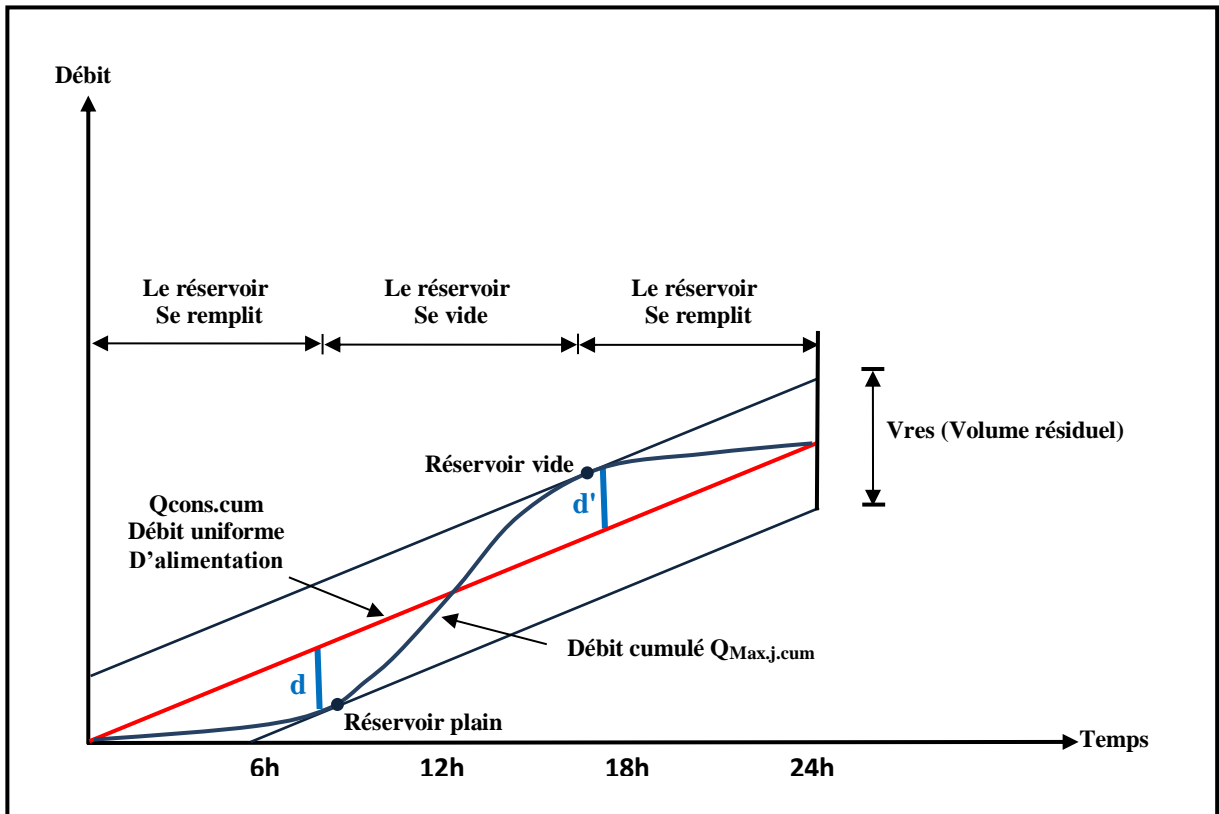


Figure III.2 : La courbe d'apport et la courbe de consommation totale.

III.8.2.Cas d'une adduction gravitaire :

Dans le cas où les réservoirs sont alimentées gravitairement, on utilise la formule de Mr **B.SALAH** :

$$V = 4 \times (K_p \times Q_{moy,h} - Q_a) = Q_{moy,h} (14 - 4 Q_a / Q_{moy,h}) \quad [m^3] \dots \dots \dots (III.5)$$

Avec :

- K_p : Coefficient de pointe, on prend $K_p = 3,5$.
- $Q_{moy,h}$: Débit moyen horaire (m^3/h).
- Q_a : Débit horaire disponible (m^3/h).
- V : Volume du réservoir (m^3).

On prend : $Q_{moy,h} = Q_a$ Donc $V = 10 Q_{moy,h}$

III.9. Dimensionnement des réservoirs à l'horizon d'étude 2046 :

Nous avons comme réservoir :

III.9.1. Réservoir projeté (surélevé) [Partie Haute] :

Il est alimenté par refoulement durant 20 heures de pompage, dont les pourcentages de consommation horaire sont en fonction du nombre d'habitants (voir **Annexe II.1**).

La variation des résidus du réservoir en fonction des heures de consommation sont représentés dans le tableau suivant, en utilisant la méthode analytique pour la détermination du résidu maximal.

Tab.III.1 : Evaluation du volume résiduel du réservoir surélevé [partie haute] à l'horizon d'étude 2046.

Heures	Apport	Distribution	Déficit	Surplus	Accumulation
	%	%	%	%	%
0_1	0	1,5	1,5	-	4,5
1_2	0	1,5	1,5	-	3
2_3	0	1,5	1,5	-	1,5
3_4	0	1,5	1,5	-	0
4_5	5	2,5	-	2,5	2,5
5_6	5	3,5	-	1,5	4
6_7	5	4,5	-	0,5	4,5
7_8	5	5,5	0,5	-	4
8_9	5	6,25	1,25	-	2,75
9_10	5	6,25	1,25	-	1,5
10_11	5	6,25	1,25	-	0,25
11_12	5	6,25	1,25	-	-1
12_13	5	5	0	-	-1
13_14	5	5	0	-	-1
14_15	5	5,5	0,5	-	-1,5
15_16	5	6	1	-	-2,5
16_17	5	6	1	-	-3,5
17_18	5	5,5	0,5	-	-4
18_19	5	5	0	-	-4
19_20	5	4,5	-	0,5	-3,5
20_21	5	4	-	1	-2,5
21_22	5	3	-	2	-0,5
22_23	5	2	-	3	2,5
23_24	5	1,5	-	3,5	6
Total	100	100	14,5	14,5	

D'après le tableau précédent, la fraction horaire pour le réservoir est de **10 %**.

Donc : $a = 10 \%$

Avec un débit maximum journalier de la partie haute est de **4302,10 m³/j**.

A.N :

$$V_r = \frac{4302,10 \times 10}{100} = 430.21 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} = 430.21 + 120 = 550.21 \text{ m}^3.$$

On prend un volume normalisé, qui est **600 m³**.

III.9.1.1. Dimensions du réservoir :

D'après la forme du notre réservoir de stockage, on opte pour une forme circulaire. La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise de 5 m.

On prend pour la paroi intérieure un diamètre égal à **1,4 m** avec une épaisseur de **15 cm**.

Le diamètre de la paroi extérieure de la cuve D :

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

$$\Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times h}} \text{ [m]} \dots \dots \dots \text{ (III.6)}$$

Avec :

- **D** : Diamètre de la paroi extérieure de la cuve (m).
- **V_t** : Volume total du réservoir (m).
- **h** : Hauteur d'eau (m).

$$\text{A.N: } D = \sqrt{\frac{4 \times [600 + \frac{1.4^2 \times \pi \times 5}{4}]}{\pi \times 5}} = 12,44 \text{ m, On prend } D = 13 \text{ m.}$$

Réévaluation de la hauteur d'eau h :

$$h = \frac{4 \times V_t}{\pi \times D^2} \text{ [m]} \dots \dots \dots \text{ (III.7)}$$

$$\text{AN: } h = \frac{4 \times [600 + \frac{1.4^2 \times \pi \times 4,6}{4}]}{\pi \times 13^2} = 4,60 \text{ m} \Rightarrow h = 4,60 \text{ m.}$$

La section de la cuve :

$$S = \frac{V_t}{h} \quad [\text{m}^2] \dots \dots \dots \text{(III.8)}$$

$$\text{A.N: } S = \frac{600}{4,60} = 130,43 \text{ m}^2.$$

La hauteur totale de la cuve :

$$H_t = h + R \quad [\text{m}] \dots \dots \dots \text{(III.9)}$$

Avec :

- **R** : Revanche. On prend **R = 0,55 m**.
- **H_t** : Hauteur total de la cuve (m).

$$\text{Donc } H_t = 4,60 + 0,55 = 5,15 \text{ m.}$$

La hauteur de la réserve d'incendie :

$$H_{\text{inc}} = \frac{V_{\text{inc}}}{S} \quad [\text{m}] \dots \dots \dots \text{(III.10)}$$

$$\text{A.N: } H_{\text{inc}} = \frac{120}{130,43} \Rightarrow H_{\text{inc}} = 0,92 \text{ m.}$$

Avec :

- **H_{inc}** : Hauteur de la réserve d'incendie (m).
- **V_{inc}** : réserve d'incendie estimé à 120 m³.

La hauteur de la tour : On prend **20 m**.

III.9.2. Réservoir [Partie Basse] :

Il est alimenté gravitairement durant toutes les 24 heures, dont **Q_{max,j} = 2151,63 m³/j**.

$$\text{On a } V = 10 Q_{\text{moyh}}$$

$$\text{A.N: } V = 10 \frac{2151,63}{24} = 896,51 \text{ m}^3$$

En ajoutant le volume de la réserve d'incendie, le volume total sera :

$$V_t = V + V_{\text{inc}} = 896,51 + 120 = 1016,51 \text{ m}^3.$$

Remarque :

Le réservoir existant sur le site a un volume de **5000 m³**. Donc, on n'a pas besoin d'implanter un autre réservoir, car la capacité de réservoir existant est plus grande à celle calculée.

Tab.III.2 : Récapitulatif des volumes des réservoirs.

Réservoir	Classification	Volume [m ³]	Surface [m ²]	Hauteur [m]	Diamètre [m]	Volume d'incendie [m]	Hauteur d'incendie [m]
Projeté (Partie Haute)	Surélevé	600	108,7	5,15	13	120	0,92
Existant (Partie Basse)	Semi-enterré	5000	/	/	/	/	/

Conclusion :

L'étude précédente nous a permis à savoir s'il est nécessaire d'implanter un réservoir ou non. Donc on conclut que notre nouveau pôle urbain a un ouvrage de stockage d'eau suffisant pour la partie basse, mais pour la partie haute on doit implémenter un réservoir surélevé de volume 600 m³ qui sera alimenté par refoulement afin de satisfaire les besoins en eau actuellement et au futurs (2046).

L'emplacement de ce réservoir sera sur le point le plus élevée de la région mais aussi sera le plus proche possible du réservoir source.

Le réservoir est projeté aux coordonnées UTM en (m):

$$X = 2\ 071,75$$

$$Y = 3\ 985\ 150$$

LE RESEAU DE DISTRIBUTION

On doit distribuer l'eau stockée dans le réservoir à l'aide des canalisations en respectant la satisfaction aux consommateurs.

Donc une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit maximal à tous les besoins.

IV. Le réseau de distribution d'eau potable :

A partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Pour que les performances d'un réseau de distribution soient satisfaisantes, ce réseau doit être en mesure de fournir, à des pressions compatibles avec les hauteurs des immeubles, les débits et les volumes d'eau requis, et ce en tout temps lors de la durée de sa vie utile. C'est pourquoi lors de la conception d'un réseau, il est important d'identifier et prendre en compte les situations les plus critiques afin que le réseau dans de telles situations se comporte de façon satisfaisante. On peut citer les situations suivantes :

- Consommation de pointe horaire.
- Consommation journalière maximale durant un ou plusieurs incendies.

IV.1. Les types des conduites :

En fonction de la situation urbaine et l'importance du quartier on distingue trois types de conduites :

- **Les artères** : représentent les conduites qui partent du réservoir soit de la station du pompage (SP) afin de distribuer l'eau dans tous les points du réseau par le plus court chemin. Les artères doivent être posées de telle façon qu'elles puissent alimenter le secteur et disposer si c'est possible des diamètres économiques et d'obtenir des pressions uniformément distribuées.
- **Les conduites de services** : dont le diamètre varie entre **150–250 mm**, sont alimentées par des artères et distribuent l'eau vers les branchements.
- **Les branchements** : C'est la partie de l'installation située entre les conduites de service et le compteur ou robinet vanne d'arrêt lorsque le branchement ne comporte pas de compteur (service incendie notamment). Le diamètre du branchement est déterminé en fonction des débits de pointe et des consommations journalières prévisibles.

La construction d'un réseau de distribution d'eau n'est pas uniforme d'une agglomération à une autre et dépend des particularités de celle-ci.

IV.2. Les types de réseau :

On peut classer les réseaux comme suit :

- **Les réseaux ramifiés** : 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 c'est-à-dire si on aura un accident sur la conduite principale il va priver l'eau tous les abonnés à l'aval.
- **Les réseaux maillés** : permet d'assurer une alimentation en retour pour pallier à l'inconvénient signalé ci-dessus c'est-à-dire une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux à l'installation, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié.

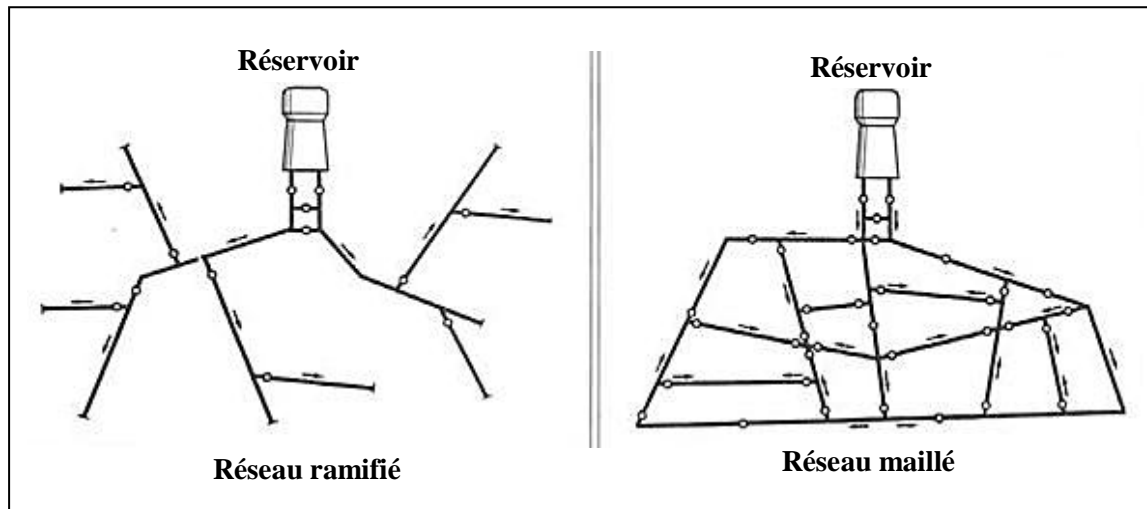


Figure IV.1 : Réseaux de distribution ramifié et maillé.

- Les réseaux étagés :** Si la topographie du territoire est desservie par un réseau de distribution accuse de trop fortes dénivellations, on peut devoir créer diverses zones indépendantes les unes des autres en ce qui concerne le niveau de la pression. Pour se faire, on installe entre ces zones soit des vannes de réduction de pression, s'il faut réduire la pression (l'eau provenant d'une zone plus élevée), soit des postes de surpression, s'il faut augmenter la pression (l'eau provenant d'une zone plus basse). Donc avec un réseau étagé il est possible de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée autour de 40 m d'eau.

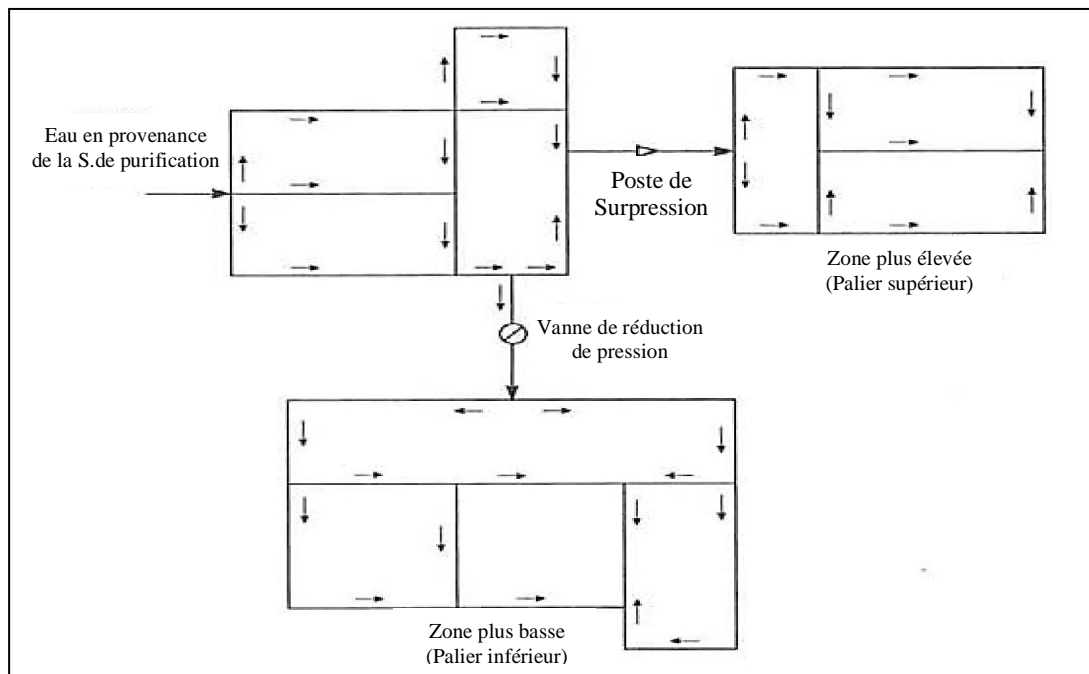


Figure IV.2 : Réseau étagé.

- Les réseaux combinés :** c'est un réseau composé d'une partie maillée et une partie ramifiée.

IV.3. Conception du réseau :

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

- L'emplacement des quartiers.
- L'emplacement des consommateurs.
- Le relief.
- Le souci d'assurer un service souple et précis.

IV.3.1. Choix du type de réseau :

De point de vue de la structure et de l'importance de l'agglomération et pour bien satisfaire les consommateurs on doit opter à un réseau maillé qui constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé, une telle boucle est dite maille.

IV.3.2. Avantage du réseau maillé :

- Il permet une alimentation en retour, c'est-à-dire qu'en cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval situés le long des autres tronçons
- Bien qu'il soit plus coûteux que le réseau maillé, il procurera beaucoup plus de sécurité et de souplesse dans la distribution.

IV.3.3. Principe du tracé du réseau maillé :

Pour tracer un réseau maillé on doit respecter certain instructions :

- Choisir le lieu des consommateurs principaux.
- Déterminer le sens principal de l'écoulement d'eau.
- Dans le sens principal, il faut tracer les conduites maîtresses.
- Tracer les conduites maîtresses à travers les côtes géodésiques pour bien répartir l'eau.
- Pour avoir des mailles, il faut raccorder les conduites maîtresses par des conduites secondaires.

IV.3.4. Calcul du réseau maillé :

Le calcul d'un réseau maillé est conduit par approximations successives, selon la méthode de **HARDY-CROSS** basé sur deux lois à savoir :

- **Loi des nœuds** : Dans un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui arrive à ce nœud est égale à la somme des débits qui en sortent.
- **Loi des mailles** : Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges est nulle. Cette loi est appliquée au contour fermé où l'orientation positive est donnée par le sens du déplacement des aiguilles d'une montre.

IV.3.5. Choix du matériau des conduites :

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

Tab.IV.1 : Analyse des matériaux.

Désignation	Avantages	Inconvénients
Fonte	Résistance aux chocs extérieurs. Montage aisé de pièces spéciales. Pas de joints de dilatation. Résiste à de fortes pressions.	Instable en terrain accidenté. Matériau importé. Non élastique. Exige des butées en béton.
PRV	Inerte en milieu agressif. Résiste à de fortes pressions. Existant en gros diamètres. Production nationale.	Les conditions de pose sont sévères. Manque d'expérience sur ce type de matériau. Interventions délicate en cas d'avarie lors de l'exploitation. Durée de vie inconnue. Matériau cher. Disponibilité à savoir.
PEHD	Conduite flexible. Bonne élasticité. Coefficient de rugosité très faible. Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage. Raccordement aisé. Production nationale. Coût modéré pour les $\varnothing < \text{à } 315\text{mm}$.	Difficulté dans le montage de pièces spéciales (vannes et ventouses). Pression maximale 16 bars. Indisponibilité dans les grands diamètres. Coût relativement élevé pour les $\varnothing > \text{à } 315\text{mm}$.
Acier	Résistance aux chocs extérieurs. Montage aisé de pièces spéciales. Résiste à de fortes pressions. Production nationale. Très pratique.	Risque important de corrosion (protection cathodique). Faible élasticité. Risque de détérioration du revêtement extérieur. Soudure faites par des experts.

Vu les avantages ci-dessus le PEHD **PN10** (Poly-Ethylène à **H**aute **D**ensité) sera retenu comme conduite pour notre projet.

IV.3.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Pour notre cas on aura un système de distribution avec des réservoirs de tête, donc le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants :

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

IV.3.6.1. Calcul des débits :

A. Cas de pointe :

- Débit spécifique :

Tenant compte des habitudes mal connues des agglomérations on admet pour notre calcul une hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution.

On écrit : $Q_{sp} = Q_r / \sum L_i$ [l/s/ml].....(IV.1)

Avec :

- $\sum L_i$: Somme des longueurs des tronçons assurant le service en route = **3624,62 m** [Partie haute].
= **2404,15 m** [Partie basse].

- Q_r : Débit en route (m^3/s).

La détermination du débit en route obéit à l'expression suivante :

$$Q_r = Q_p - Q_{conc} \text{ [l/s]}.....(IV.2)$$

Tels que :

Q_p : Débit de pointe (l/s).

Q_{conc} : Débit concentré (l/s).

$$\text{AN : } Q_{sp} = 80,13 / 3624,62 = 0,0221 \text{ l/s/ml [Partie haute].}$$

$$= 41,17 / 2404,15 = 0,0171 \text{ l/s/ml [Partie basse].}$$

- Débit en route de chaque tronçon :

Il est donné par la formule suivante : $q_{ri} = q_{sp} * L_i$ [l/s]..... (IV.3)

Avec :

- q_{ri} : Débit en route dans le tronçon (l/s).
- q_{sp} : Débit spécifique (l/s/ml).
- L_i : La longueur du tronçon (m).

- Débit aux nœuds :

Les débits nodaux ce sont des débits de consommation supposés pris au niveau des nœuds, ils sont déterminés par la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0,55 \times \sum q_{ri} + \sum Q_{conc} \text{ [l/s]} \dots \dots \dots (IV.5)$$

Avec :

- Q_{ni} : Débit au nœud (l/s).
- $\sum q_{ri}$: Somme des débits en route des tronçons reliant deux nœuds (l/s).
- $\sum Q_{conc}$: Somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré (l/s).

Les débits nodaux du réseau de distribution de la pour la partie haute en cas de pointe sont donnés dans le tableau suivant :

Tab.IV.2 : Calcul des débits nodaux [Partie haute] (cas de pointe).

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/ml)	Q_r (l/s)	$0,55 \times \sum Q_{ri}$ (l/s)	Q_{conc} (l/s)	Q_n (l/s)
1	1-2	348,15	0,0221	7,70	8,31	0	8,31
	1-8	85,92	0,0221	1,90			
	1-10	317,85	0,0221	7,03			
2	2-1	348,15	0,0221	7,70	8,94	0	8,94
	2-3	370,37	0,0221	8,19			
	2-6	90,59	0,0221	2,00			
3	3-2	370,37	0,0221	8,19	7,57	0	7,57
	3-4	79,54	0,0221	1,76			
	3-6	235,32	0,0221	5,20			
4	4-3	79,54	0,0221	1,76	7,31	0	7,31
	4-5	191,15	0,0221	4,23			
	4'-5'	390,83	0,0221	8,64			
5	5-4	191,15	0,0221	4,23	8,96	0	8,96
	5'-4'	390,83	0,0221	8,64			
	5-7	228,72	0,0221	5,06			
6	6-2	90,59	0,0221	2,00	4,78	0	4,78
	6-3	235,32	0,0221	5,20			
	6-7	106,7	0,0221	2,36			
7	7-5	228,72	0,0221	5,06	5,18	0	5,18
	7-6	106,7	0,0221	2,36			
	7-8	133,49	0,0221	2,95			
8	8-1	85,92	0,0221	1,90	5,54	0	5,54
	8-7	133,49	0,0221	2,95			
	8-9	281,9	0,0221	6,23			
9	9-8	281,9	0,0221	6,23	11,56	0	11,56
	9-10	124,17	0,0221	2,75			
	9'-10'	639,92	0,0221	14,15			
10	10-1	317,85	0,0221	7,03	11,96	0	11,96
	10-9	124,17	0,0221	2,75			
	10'-9'	639,92	0,0221	14,15			
Total		3624,62			80,13	0	80,13

Les débits nodaux du réseau de distribution de la partie basse en cas de pointe sont donnés dans le tableau suivant :

Tab.IV.3 : Calcul des débits nodaux [Partie basse] (cas de pointe).

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/ml)	Q_r (l/s)	$0,55 \times \sum Q_{ri}$ (l/s)	Q_{conc} (l/s)	Q_n (l/s)
11	11-12	156,98	0,0171	2,69	4,51	0	4,51
	11-15	369,68	0,0171	6,33			
12	12-11	156,98	0,0171	2,69	9,89	0	9,89
	12-13	756,99	0,0171	12,96			
	12-14	241,19	0,0171	4,13			
13	13-12	756,99	0,0171	12,96	11,38	0	11,38
	13-14	90,86	0,0171	1,56			
	13-15	481,49	0,0171	8,25			
14	14-12	241,19	0,0171	4,13	5,47	0	5,47
	14-13	90,86	0,0171	1,56			
	14-15	306,96	0,0171	5,26			
15	15-11	369,68	0,0171	6,33	9,92	0	9,92
	15-13	481,49	0,0171	8,25			
	15-14	306,96	0,0171	5,26			
Total	2404,15			41,17	0	41,17	

B. Cas de pointe + incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière qu'auparavant, mais seulement on doit assurer un débit d'incendie de (17l/s) aux points les plus défavorables (nœud 2 pour la partie haute et nœud 12 pour la partie basse) qui sera donné par les réservoirs.

Les débits nodaux du réseau de distribution de la partie haute en cas de pointe + incendie sont donnés dans le tableau suivant :

Tab.IV.4 : Calcul des débits nodaux [Partie haute] (cas de pointe + incendie).

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/ml)	Q_r (l/s)	$0,55 \times \sum Q_{ri}$ (l/s)	Q_{conc} (l/s)	Q_n (l/s)
1	1-2	348,15	0,0221	7,70	8,31	0	8,31
	1-8	85,92	0,0221	1,90			
	1-10	317,85	0,0221	7,03			
2	2-1	348,15	0,0221	7,70	8,94	17	25,94
	2-3	370,37	0,0221	8,19			
	2-6	90,59	0,0221	2,00			
3	3-2	370,37	0,0221	8,19	7,57	0	7,57
	3-4	79,54	0,0221	1,76			
	3-6	235,32	0,0221	5,20			
4	4-3	79,54	0,0221	1,76	7,31	0	7,31
	4-5	191,15	0,0221	4,23			
	4'-5'	390,83	0,0221	8,64			
5	5-4	191,15	0,0221	4,23	8,96	0	8,96
	5'-4'	390,83	0,0221	8,64			
	5-7	228,72	0,0221	5,06			
6	6-2	90,59	0,0221	2,00	4,78	0	4,78
	6-3	235,32	0,0221	5,20			
	6-7	106,7	0,0221	2,36			
7	7-5	228,72	0,0221	5,06	5,18	0	5,18
	7-6	106,7	0,0221	2,36			
	7-8	133,49	0,0221	2,95			
8	8-1	85,92	0,0221	1,90	5,54	0	5,54
	8-7	133,49	0,0221	2,95			
	8-9	281,9	0,0221	6,23			
9	9-8	281,9	0,0221	6,23	11,56	0	11,56
	9-10	124,17	0,0221	2,75			
	9'-10'	639,92	0,0221	14,15			
10	10-1	317,85	0,0221	7,03	11,96	0	11,96
	10-9	124,17	0,0221	2,75			
	10'-9'	639,92	0,0221	14,15			

Total	3624,62				80,13	0	97,13
-------	---------	--	--	--	-------	---	-------

Les débits nodaux du réseau de distribution de la partie basse en cas de pointe + incendie sont donnés dans le tableau suivant :

Tab.IV.5 : Calcul des débits nodaux [Partie basse] (cas de pointe + incendie).

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Q_{sp} (l/s/ml)	Q_r (l/s)	$0,55 \times \sum Q_{ri}$ (l/s)	Q_{conc} (l/s)	Q_n (l/s)																																																																			
11	11-12	156,98	0,0171	2,69	4,51	0	4,51																																																																			
	11-15	369,68	0,0171	6,33				12	12-11	156,98	0,0171	2,69	9,89	17	26,89	12-13	756,99	0,0171	12,96	12-14	241,19	0,0171	4,13	13	13-12	756,99	0,0171	12,96	11,38	0	11,38	13-14	90,86	0,0171	1,56	13-15	481,49	0,0171	8,25	14	14-12	241,19	0,0171	4,13	5,47	0	5,47	14-13	90,86	0,0171	1,56	14-15	306,96	0,0171	5,26	15	15-11	369,68	0,0171	6,33	9,92	0	9,92	15-13	481,49	0,0171	8,25	15-14	306,96	0,0171	5,26	Total	2404,15	
12	12-11	156,98	0,0171	2,69	9,89	17	26,89																																																																			
	12-13	756,99	0,0171	12,96																																																																						
	12-14	241,19	0,0171	4,13																																																																						
13	13-12	756,99	0,0171	12,96	11,38	0	11,38																																																																			
	13-14	90,86	0,0171	1,56																																																																						
	13-15	481,49	0,0171	8,25																																																																						
14	14-12	241,19	0,0171	4,13	5,47	0	5,47																																																																			
	14-13	90,86	0,0171	1,56																																																																						
	14-15	306,96	0,0171	5,26																																																																						
15	15-11	369,68	0,0171	6,33	9,92	0	9,92																																																																			
	15-13	481,49	0,0171	8,25																																																																						
	15-14	306,96	0,0171	5,26																																																																						
Total	2404,15			41,17	0	58,17																																																																				

IV.3.6.2. Répartition préliminaire des débits :

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

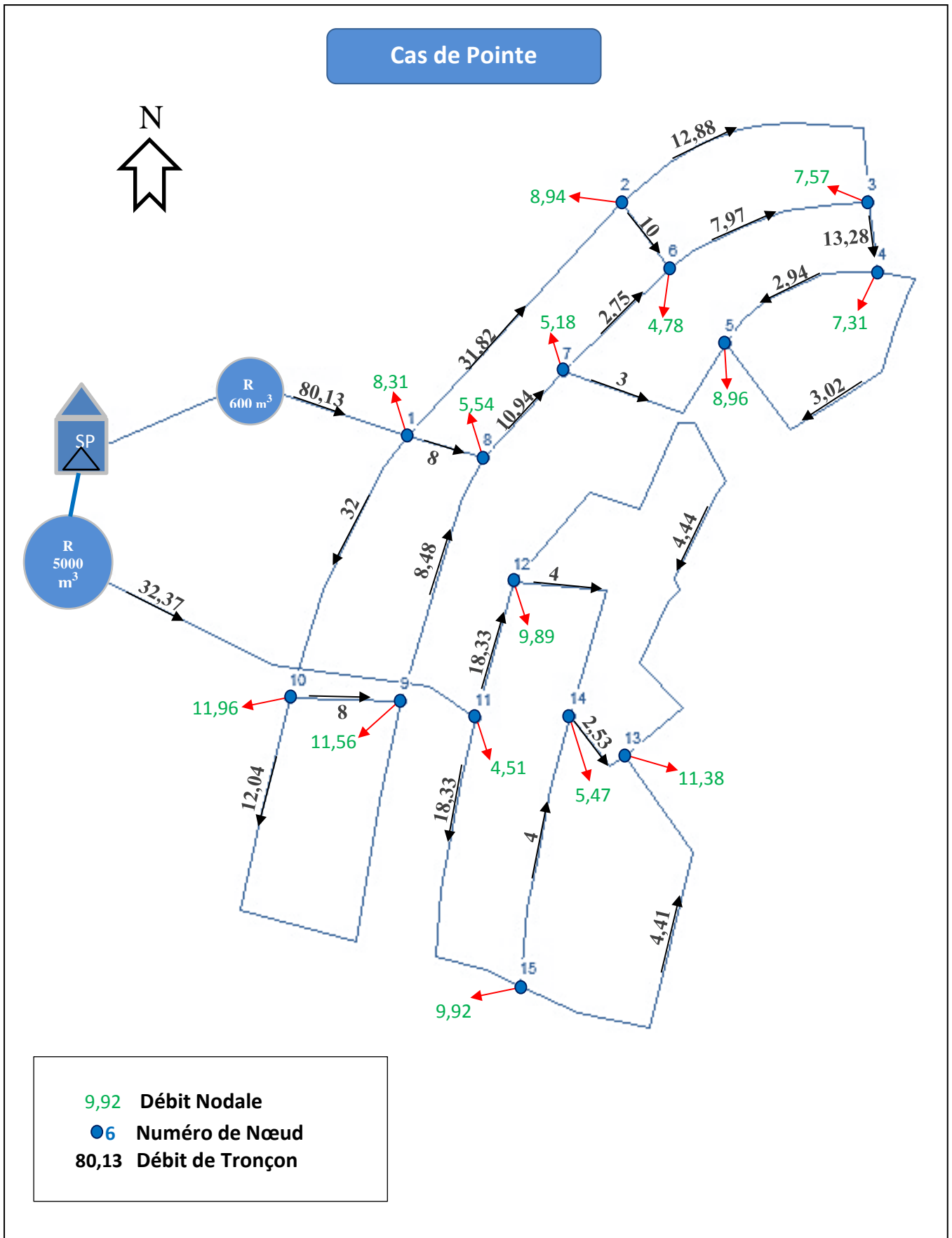


Figure IV.3 : Répartition préliminaire des débits (Cas de pointe).

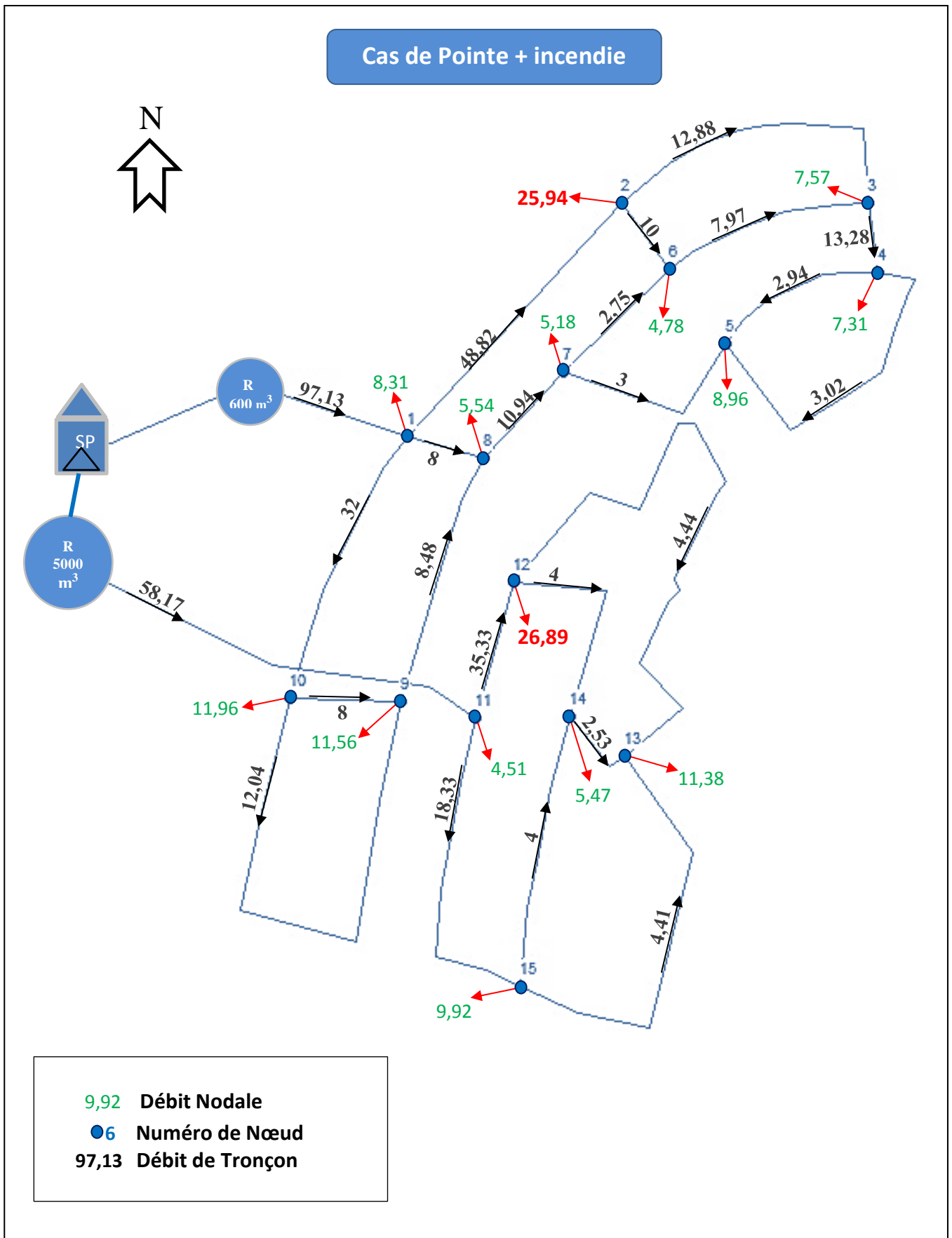


Figure IV.4 : Répartition préliminaire des débits (Cas de pointe + incendie).

IV.3.6.3. Détermination des diamètres et des vitesses :

On peut déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau en connaissant le débit arbitraire à travers les abaques de (Débits en fonctions des diamètres de PEHD), (Voir annexe IV.1, IV.2 et IV.3).

Et avec la formule de continuité nous déterminons la vitesse :

$$V = Q / S = 4 \times Q / \pi D^2 \text{ [m/s]} \dots \dots \dots \text{(IV.6)}$$

Avec :

- **Q** : Débit arbitraire de tronçon (m³/s).
- **D** : Le diamètre du tronçon (m).

Le calcul est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tab.IV.6 : Calcul Des Diamètres Et Des Vitesses [Partie haute] (cas de pointe + incendie).

Tronçons	Cas de Pte Débit (l/s)	Cas de Pte +inc Débit (l/s)	Q _{max} (l/s)	D _{INT} (mm)	D _{EXT} (mm)	Vitesse (m/s)
1-2	31,82	48,82	48,82	176,20	200,00	2,00
1-8	8,00	8,00	8,00	79,20	90,00	1,62
1-10	32,00	32,00	32,00	176,20	200,00	1,31
2-3	12,88	12,88	12,88	96,80	110,00	1,75
2-6	10,00	10,00	10,00	96,80	110,00	1,36
3-4	13,28	13,28	13,28	96,80	110,00	1,81
3-6	7,97	7,97	7,97	79,20	90,00	1,62
4-5	2,94	2,94	2,94	53,60	63,00	1,30
4'-5'	3,02	3,02	3,02	53,60	63,00	1,34
5-7	3,00	3,00	3,00	53,60	63,00	1,33
6-7	2,75	2,75	2,75	53,60	63,00	1,22
7-8	10,94	10,94	10,94	96,80	110,00	1,49
8-9	8,48	8,48	8,48	79,20	90,00	1,72
9-10	8,00	8,00	8,00	79,20	90,00	1,62
9'-10'	12,04	12,04	12,04	96,80	110,00	1,64
R600-1	80,13	97,13	97,13	277,6	315	1,61

Tab.IV.7 : Calcul Des Diamètres Et Des Vitesses [Partie basse] (cas de pointe + incendie).

Tronçons	Cas de Pte Débit (l/s)	Cas de Pte +inc Débit (l/s)	Q _{max} (l/s)	D _{INT} (mm)	D _{EXT} (mm)	Vitesse (m/s)
11-12	18,33	35,33	35,33	176,20	200,00	1,45
11-15	18,33	18,33	18,33	110,20	125,00	1,92
12-13	4,44	4,44	4,44	53,60	63,00	1,97
12-14	4,00	4,00	4,00	53,60	63,00	1,77
13-14	2,53	2,53	2,53	53,60	63,00	1,12
13-15	4,41	4,41	4,41	53,60	63,00	1,96
14-15	4,00	4,00	4,00	53,60	63,00	1,77
R5000-11	41,17	58,17	58,17	220,40	250,00	1,53

NB : Les diamètres utilisés varient entre 53,60 mm et 277,60 mm.

IV.3.6.4. Simulation par le logiciel EPANET :

Elle fait partie des étapes les plus importantes dans la conception du réseau. C'est à ce niveau que l'on peut apprécier son comportement dans le temps. EPANET version 2.0 est le logiciel qu'on va l'utiliser.

A. Présentation du logiciel EPANET :

EPANET version 2.0 est un logiciel de simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau, d'un point de vue hydraulique mais également d'un point de vue qualité de l'eau. Il est distribué gratuitement par l'E.P.A depuis le mois de septembre 1993. Il sera largement utilisé dans le monde.

B. Méthode de calcul :

La méthode utilisée par le logiciel pour calculer les équations de pertes de charges et de conversion de masse qui caractérisent l'état hydraulique du réseau est décrite par l'approche de Todini ou encore la méthode du gradient.

Cette méthode commence par une estimation initiale des débits dans chaque tuyaux qui peut ou non répondre à l'équation de conversion de la masse. A chaque itération de la méthode, les nouvelles charges aux nœuds sont obtenues en résolvant l'équation matérielle suivante : $\mathbf{A} * \mathbf{H} = \mathbf{F}$

Avec :

- \mathbf{A} : Une matrice jacobienne ($N \times N$).
- \mathbf{H} : Un vecteur ($N \times 1$) représente les charges inconnues aux nœuds.
- \mathbf{F} : Un vecteur ($N \times 1$) contenant les termes du côté droit, dus au déséquilibre de flux en un nœud et à un facteur de correction.

Ainsi Epanet calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes.

C. Paramètres d'entrée du réseau :

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

- Les nœuds de demande :

Les nœuds de demande sont des points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les nœuds de demande sont :

- L'altitude du nœud.
- La demande en eau (qui peut varier dans le temps).

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont :

- L'altitude du nœud.
- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique).
- La pression au niveau du nœud.
- On peut aussi voir le graphique d'évolution de la pression au nœud de la demande.

- Les réservoirs :

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base sont :

- L'altitude du nœud.
- L'altitude du radier.
- Le diamètre.
- Les niveaux initial, minimal et maximal de l'eau.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont :

- La charge hydraulique (altitude de l'eau).
- La pression (niveau de l'eau).
- Courbe d'évolution du niveau de l'eau.

Le niveau d'eau dans les réservoirs doit rester entre les niveaux minimal et maximal.

EPANET arrête la sortie d'eau si le réservoir est atteint son niveau minimal.

- Les bâches infinies :

Ce sont des nœuds représentant une source externe de captage infinie. Elles sont utilisées pour modéliser des éléments tels que les lacs, les couches aquifères souterraines ou les arrivées de réseaux extérieurs.

Les données de base pour une bâche sont la charge totale et la qualité initiale de l'eau.

Puisqu'une bâche est un élément de frontière d'un réseau ses données de base ne sont pas affectées par la simulation. Par conséquent aucune propriété n'est calculée au cours de celle-ci.

- Les conduites :

Les conduites sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à un autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée à celle qui a la charge la plus faible.

Les données de base pour les conduites sont :

- Les nœuds initial et final.
- Le diamètre.
- La longueur.
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge).
- L'état (ouvert, fermé ou avec un clapet anti-retour).

Les principales valeurs calculées dans la simulation sont :

- Le débit.
- La vitesse d'écoulement.
- La perte de charge.

- Les vannes :

Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau.

Leurs principaux paramètres d'entrée sont :

- Les nœuds d'entrées de sortie.
- Le diamètre.
- La consigne de fonctionnement.
- L'état de la vanne.
- Coefficient de perte de charge singulière.

Les éléments calculés en sortie de simulation sont :

- Le débit.
- La perte de charge hydraulique.

NB : Pour le calcul de perte de charge, nous avons utilisé la formule de Darcy-Weisbach.

D. Les résultats de la simulation :

Après plusieurs essais de la simulation pour pouvoir respecter les normes des pressions et des vitesses.

Pour notre cas on a des immeubles de R+5 (R : signifie Rez de chaussée) donc on prévoit des pressions admissibles de 29 à 32m. D'une façon générale, pour un bâtiment, la pression varie en fonction du nombre d'étage, on peut écrire :

$$H = 10 + 4*n \text{ [m.c.e]} \dots \dots \dots \text{(IV.7)}$$

Avec :

- **n** : Nombre d'étages.

Les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres sont donnés sous forme de tableau. Nous allons présenter ces résultats à l'heure qui fait partie des heures les plus critiques c'est-à-dire les pointes.

- Cas de pointe :

Les résultats des différents tronçons pour les deux parties de notre zone d'étude [cas de pointe] sont données dans les tableaux suivants :

Tab.IV.8 : Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques [Partie haute] (Cas de pointe).

ID arc	Longueur (m)	D _{INT} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{EXT} (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert, de charge (m.c.e)
Tuyau 1-2	348,15	220,40	14,80	250,00	39,41	1,03	1,31
Tuyau 1-8	85,92	110,20	7,40	125,00	13,71	1,44	1,35
Tuyau 1-10	317,85	141,00	9,50	160,00	18,68	1,20	2,66
Tuyau 2-3	370,37	96,80	6,60	110,00	11,48	1,56	7,86
Tuyau 2-6	90,59	141,00	9,50	160,00	18,99	1,22	0,78
Tuyau 3-4	79,54	110,20	7,40	125,00	12,06	1,26	0,99
Tuyau 3-6	235,32	79,20	5,40	90,00	8,16	1,66	7,08
Tuyau 4-5	191,15	42,60	3,70	50,00	2,12	1,49	10,08
Tuyau 4'-5'	390,83	53,60	4,70	63,00	2,63	1,17	10,08
Tuyau 5-7	228,72	53,60	4,70	63,00	4,21	1,86	13,64
Tuyau 6-7	106,7	66,00	4,50	75,00	6,05	1,77	4,50
Tuyau 7-8	133,49	53,60	4,70	63,00	3,33	1,48	5,25
Tuyau 8-9	281,9	66,00	4,50	75,00	4,84	1,41	7,96
Tuyau 9-10	124,17	53,60	4,70	63,00	3,96	1,75	6,64
Tuyau 9'-10'	639,92	66,00	4,50	75,00	2,76	0,81	6,64
Tuyau R600-1	113,94	277,60	18,70	315,00	80,13	1,32	0,51

Tab.IV.9 : Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques [Partie basse] (Cas de pointe).

ID arc	Longueur (m)	D _{INT} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{EXT} (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert, de charge (m.c.e)
Tuyau 11-12	156,98	176,2	11,9	200	29,85	1,22	1,05
Tuyau 11-15	369,68	66	4,50	75,00	6,81	1,99	19,3
Tuyau 12-13	756,99	96,8	6,60	110,00	7,86	1,07	8,14
Tuyau 12-14	241,19	96,8	6,60	110,00	12,1	1,64	5,62
Tuyau 13-14	90,86	66	4,50	75,00	4,78	1,4	2,51
Tuyau 13-15	481,49	42,6	3,70	50,00	1,26	0,89	10,12
Tuyau 14-15	306,96	42,6	3,70	50,00	1,85	1,29	12,63
Tuyau R5000-11	870,62	220,4	14,80	250,00	41,17	1,08	3,54

Les résultats au niveau des nœuds pour les deux parties de notre zone d'étude [cas de pointe] sont données dans les tableaux suivant :

Tab.IV.10 : Résultat au niveau des nœuds [Partie haute] (Cas de pointe).

ID Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m.c.e)	Pression au sol (m.c.e)
Nœud N1	210,74	8,31	241,49	30,75
Nœud N2	210,91	8,94	240,18	29,27
Nœud N3	195,32	7,57	232,32	37,00
Nœud N4	192,42	7,31	231,33	38,91
Nœud N5	191,58	8,96	221,25	29,67
Nœud N6	210,63	4,78	239,40	28,77
Nœud N7	200,15	5,18	234,89	34,74
Nœud N8	199,91	5,54	240,14	40,23
Nœud N9	184,07	11,56	232,18	48,11
Nœud N10	192,50	11,96	238,83	46,33
Réservoir R600	240,00	80,13	242,00	2,00

Tab.IV.11 : Résultat au niveau des nœuds [Partie basse] (Cas de pointe).

ID Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m.c.e)	Pression au sol (m.c.e)
Nœud N11	176,09	4,51	212,45	36,36
Nœud N12	183,65	9,89	211,41	27,76
Nœud N13	161,00	11,38	203,27	42,27
Nœud N14	165,05	5,47	205,78	40,73
Nœud N15	162,21	9,92	193,16	30,95
Réservoir R5000	214,00	41,17	216,00	2,00

- Cas de pointe + incendie :

Les résultats des différents tronçons pour les deux parties de notre zone d'étude [cas de pointe + incendie] sont données dans les tableaux suivants :

Tab.IV.12 : Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques [Partie haute] (Cas de pointe + incendie).

ID arc	Longueur (m)	D _{INT} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{EXT} (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert, de charge (m.c.e)
Tuyau 1-2	348,15	220,40	14,80	250,00	56,13	1,47	2,49
Tuyau 1-8	85,92	110,20	7,40	125,00	13,97	1,47	1,39
Tuyau 1-10	317,85	141,00	9,50	160,00	18,69	1,2	2,66
Tuyau 2-3	370,37	96,80	6,60	110,00	11,45	1,56	7,83
Tuyau 2-6	90,59	141,00	9,50	160,00	18,74	1,2	0,76
Tuyau 3-4	79,54	110,20	7,40	125,00	12,03	1,26	0,99
Tuyau 3-6	235,32	79,20	5,40	90,00	8,15	1,65	7,06
Tuyau 4-5	191,15	42,60	3,70	50,00	2,11	1,48	9,96
Tuyau 4'-5'	390,83	53,60	4,70	63,00	2,61	1,16	9,96
Tuyau 5-7	228,72	53,60	4,70	63,00	4,24	1,88	13,82
Tuyau 6-7	106,7	66,00	4,50	75,00	5,81	1,7	4,19
Tuyau 7-8	133,49	53,60	4,70	63,00	3,61	1,6	6,04
Tuyau 8-9	281,9	66,00	4,50	75,00	4,83	1,41	7,93
Tuyau 9-10	124,17	53,60	4,70	63,00	3,96	1,76	6,66
Tuyau 9'-10'	639,92	66,00	4,50	75,00	2,77	0,81	6,66
Tuyau R600-1	113,94	277,60	18,70	315,00	97,13	1,6	0,72

Tab.IV.13 : Résultat Des Différents Tronçons Avec Leurs Caractéristiques Hydrauliques Et Géométriques [Partie basse] (Cas de pointe + incendie).

ID arc	Longueur (m)	D _{INT} (mm)	Epaisseur (mm)	D _{EXT} (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert, de charge (m.c.e)
Tuyau 11-12	156,98	176,2	11,9	200	46,74	1,92	2,37
Tuyau 11-15	369,68	66	4,50	75,00	-6,92	2,02	19,85
Tuyau 12-13	756,99	96,8	6,60	110,00	7,83	1,06	8,06
Tuyau 12-14	241,19	96,8	6,60	110,00	12,03	1,63	5,56
Tuyau 13-14	90,86	66	4,50	75,00	-4,77	1,39	2,5
Tuyau 13-15	481,49	42,6	3,70	50,00	1,21	0,85	9,42
Tuyau 14-15	306,96	42,6	3,70	50,00	1,79	1,25	11,92
Tuyau R5000-11	870,62	220,4	14,80	250,00	58,17	1,52	6,63

Les résultats au niveau des nœuds pour les deux parties de notre zone d'étude [cas de pointe + incendie] sont données dans les tableaux suivant :

Tab.IV.14 : Résultat au niveau des nœuds [Partie haute] (Cas de pointe + incendie).

ID Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m.c.e)	Pression au sol (m.c.e)
Nœud N1	210,74	8,31	241,27	30,53
Nœud N2	210,91	25,94	238,79	27,88
Nœud N3	195,32	7,57	230,96	35,64
Nœud N4	192,42	7,31	229,97	37,55
Nœud N5	191,58	8,96	220,01	28,43
Nœud N6	210,63	4,78	238,02	27,39
Nœud N7	200,15	5,18	233,84	33,69
Nœud N8	199,91	5,54	239,88	39,97
Nœud N9	184,07	11,56	231,95	47,88
Nœud N10	192,5	11,96	238,61	46,11
Réservoir R600	240	97,13	242	2

Tab.IV.15 : Résultat au niveau des nœuds [Partie basse] (Cas de pointe + incendie).

ID Nœud	Altitude (m)	Demande de base (l/s)	Charge (m.c.e)	Pression au sol (m.c.e)
Nœud N11	176,09	4,51	209,36	33,27
Nœud N12	183,65	26,89	207	23,35
Nœud N13	161	11,38	198,93	37,93
Nœud N14	165,05	5,47	201,43	36,38
Nœud N15	162,21	9,92	189,51	27,3
Réservoir R5000	214	58,17	216	2

- Les résultats de la simulation sous forme des figures :

Les résultats des débits et des pressions pour le cas de pointe sont représentés dans la figure suivante :

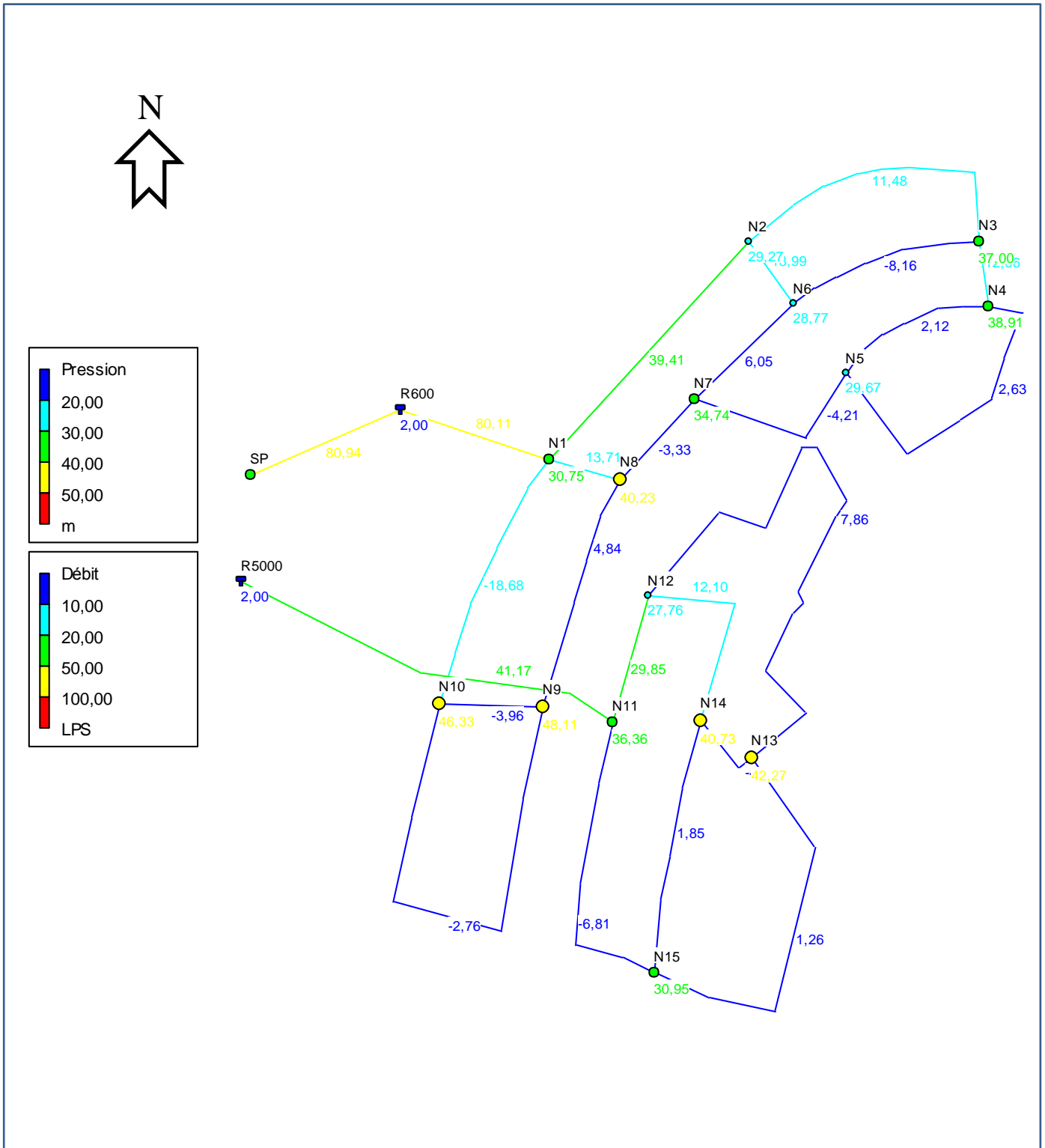


Figure IV.5 : Débits et pressions pour le Cas de (Pointe).

Les résultats des pressions et des vitesses pour le cas de pointe sont représentées dans la figure suivante :

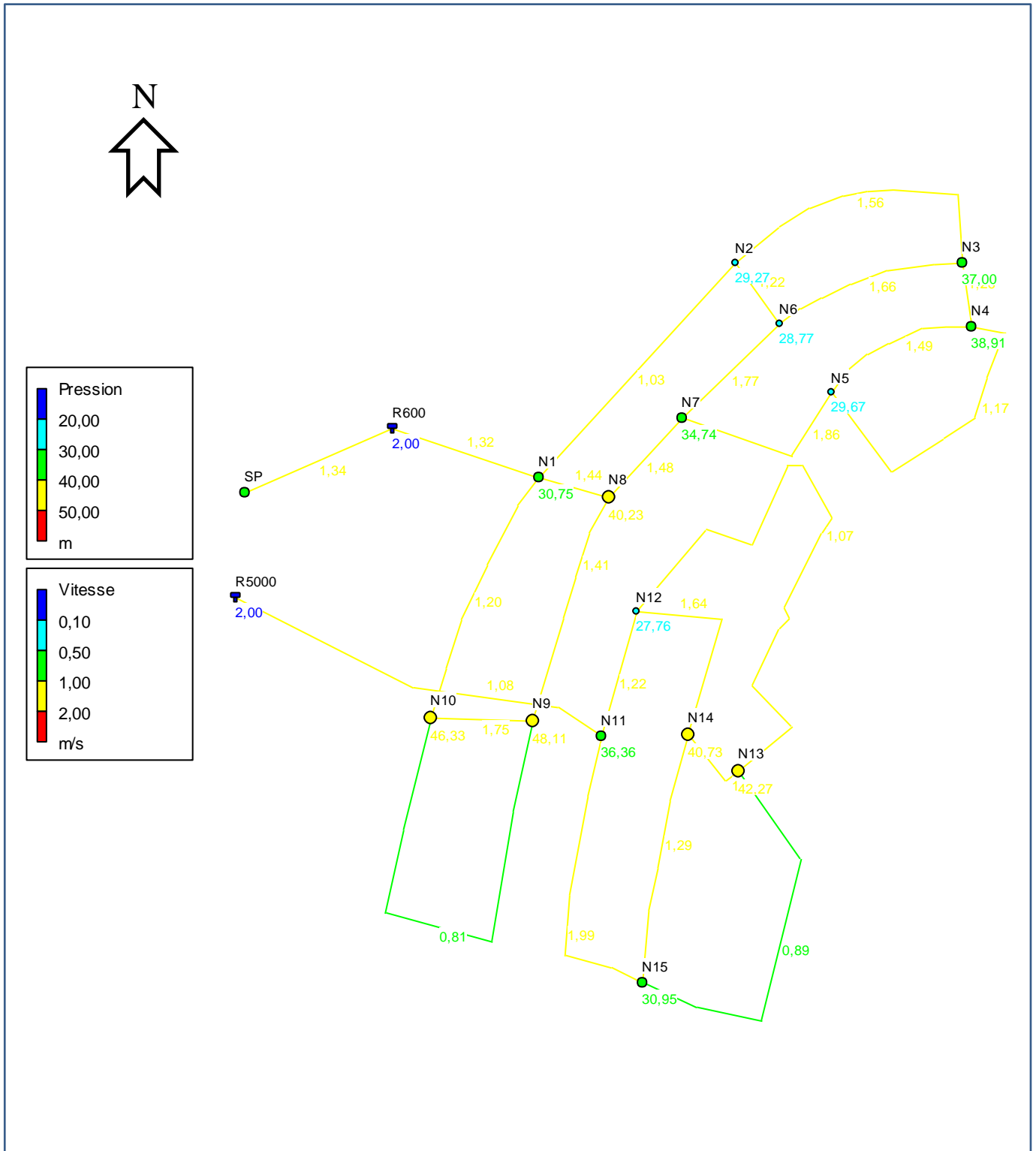


Figure IV.6 : Pressions et vitesses pour le Cas de (Pointe).

Les résultats des débits et des pressions pour le cas de pointe + incendie sont représentés dans la figure suivante :

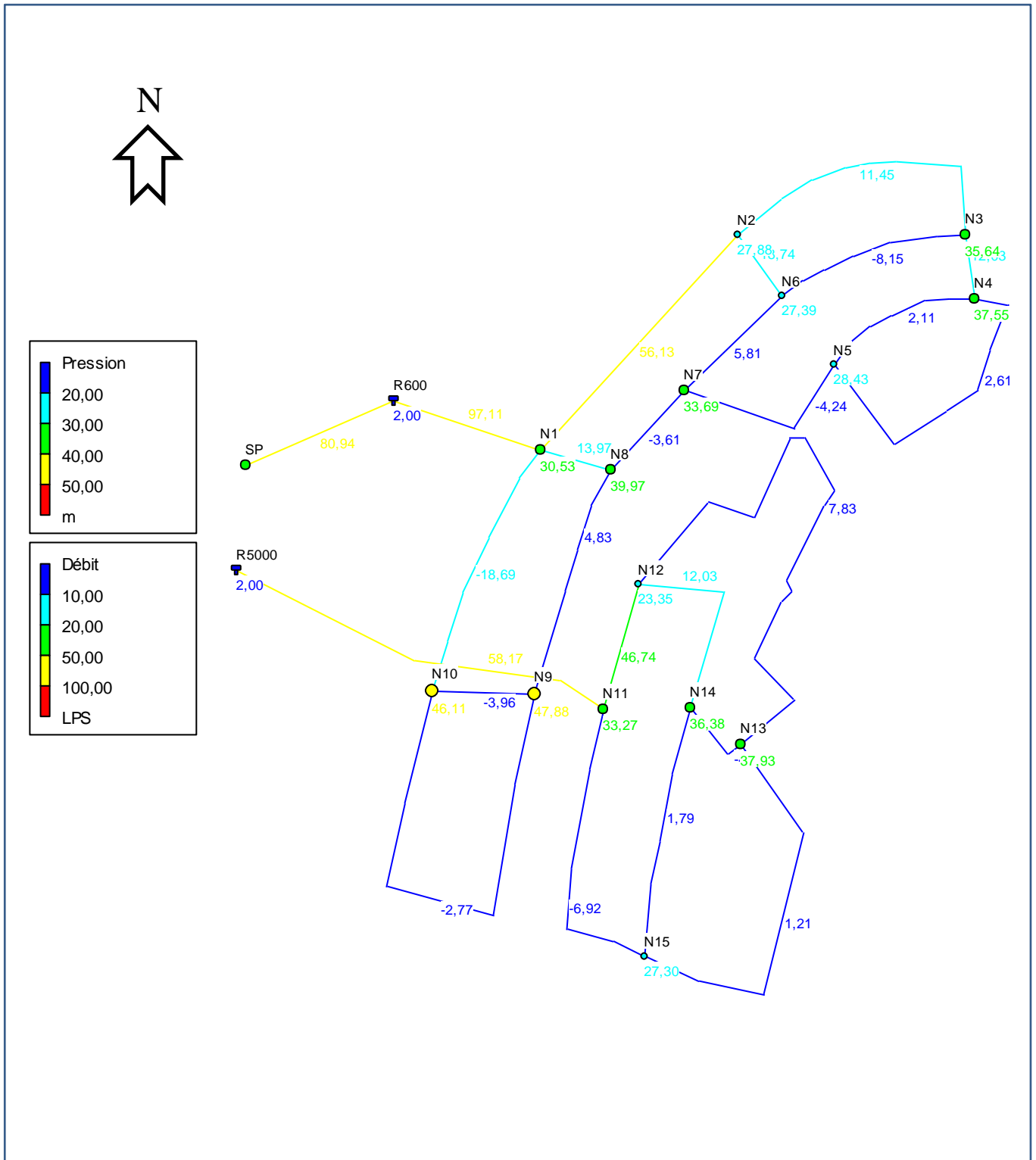


Figure IV.7 : Débits et Pressions pour le Cas de (Pointe + incendie).

Les résultats des pressions et des vitesses pour le cas de pointe + incendie sont représentées dans la figure suivante :

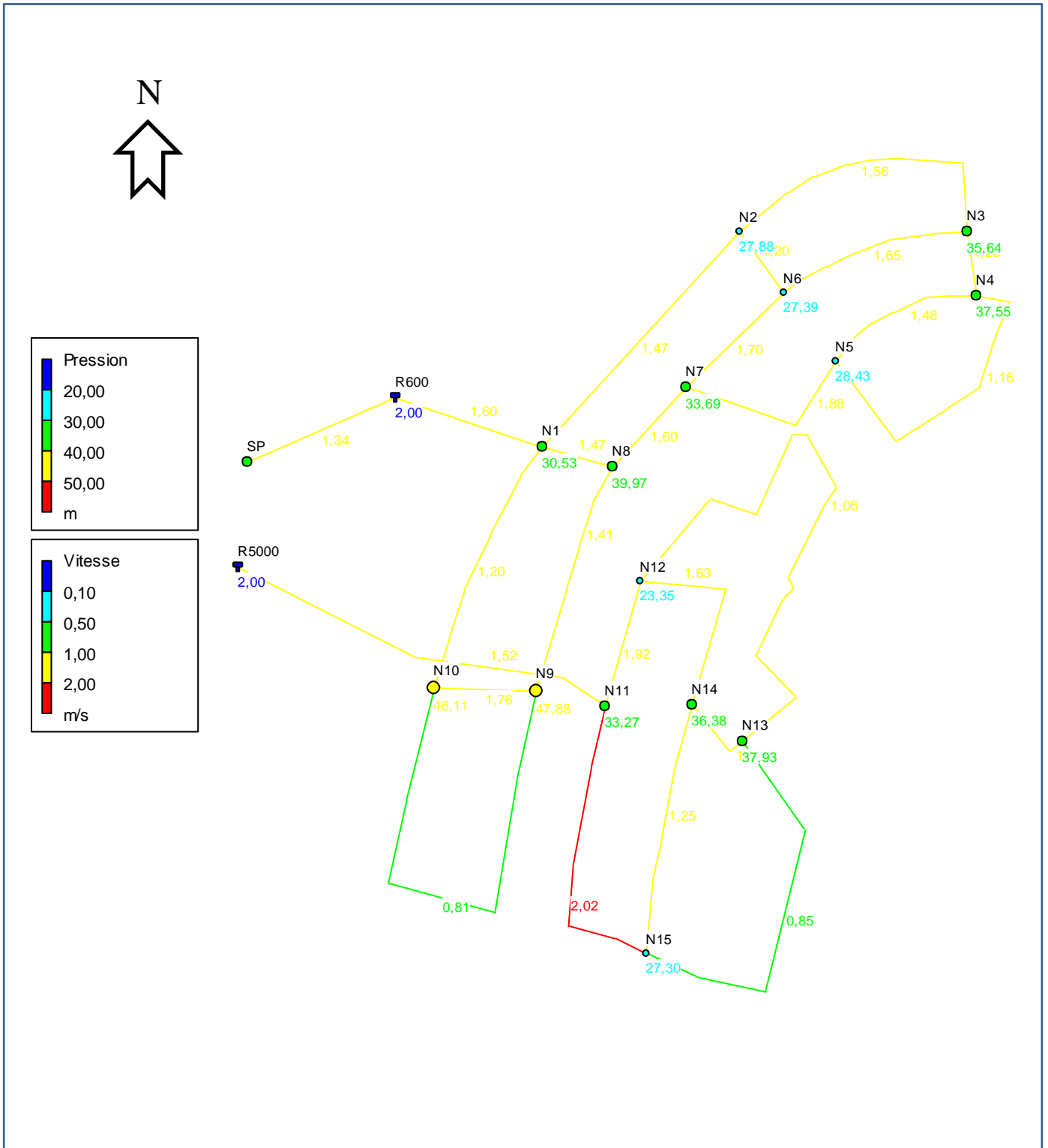


Figure IV.8 : Pressions et vitesses pour le Cas de (Pointe + incendie).

IV.4. Équipement du réseau de distribution :

IV.4.1. Type de matériau de canalisation :

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD qui résiste à une pression nominale de 10 bars (PN=10bar), les diamètres utilisés varient entre **63 mm** et **315 mm**.

IV.4.2. Appareils et accessoires du réseau :

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

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- Protéger la canalisation.
- Vidanger une conduite.
- Chasser ou faire pénétrer l'air dans une conduite.

IV.4.2.1. Robinets Vannes :

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

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

IV.4.2.2. Robinets de Vidange :

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

IV.4.2.3. Bouches d'arrosage :

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

IV.4.2.4. Bouches ou Poteau d'incendie :

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

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

IV.4.2.5. Clapets :

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

IV.4.2.6. Ventouses :

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

- Détermination des débits d'air évacué :

En supposant une détente adiabatique, le débit d'air est donné par la relation suivante :

$$Q_0 = \left(\frac{2}{\gamma+1} \right)^{\frac{1+\gamma}{2(\gamma-1)}} S \times C \text{ [m}^3\text{/s]} \dots \dots \dots \text{(IV.8)}$$

Avec :

- γ = indice adiabatique qui dépend du gaz, pour l'air environ 1,4 à 15°C.
- S : section du col sonique.
- C : vitesse du son à 15°C (340 m /s).
- Q_0 : débit volumétrique d'air aux conditions de température et de pression dans la conduite $Q_0 = V \times S$.
- V : la vitesse de sortie d'air au droit du col.

Pour augmenter le débit d'évacuation d'air, il faut obligatoirement agrandir la section de passage, ce qui a pour conséquence d'augmenter le poids du flotteur et son encombrement puisqu'on a :

$$\rho \times V = S \times P$$

Avec :

- ρ : densité du flotteur.
- V : volume du flotteur.
- p : pression dans la conduite.

IV.4.2.7. Réducteurs de pression :

Ils sont utilisés pour réduire et stabilisé la pression.

A. Réducteurs de pression aval :

Ce sont des organes de vannage qui introduisent automatiquement une perte de charge variable de manière à ce que la pression aval soit maintenu à une valeur constante de consigne quel que soit le débit de la pression amont. Le réglage du clapet se fait directement par l'action de la pression aval sur un piston ou une membrane venant contrebalancer l'effet d'un ressort ou d'un contrepoids. Leur étanchéité à débit nul nécessite une surpression par rapport à la pression de réglage de 1 à 2 bars. En eau chargée, il faut maintenir ces appareils en état de propreté pour limiter les frottements entre pièces mobiles et éviter le coincement.

Les régulateurs de pressions aval sont généralement utilisés pour limiter des pressions dans les canalisations présentant une pente importante. Cela peut permettre de limiter les caractéristiques mécaniques de ces conduites.

B. Réducteurs de pression amont :

Ce sont les même appareils que les régulateurs aval mais inversés. Le réglage étant effectué par la pression amont. Cet appareil est destiné principalement à maintenir une pression suffisante dans une conduite gravitaire.

IV.4.2.8. Pièces spéciale de raccordement :

a. Les Tés : ils sont utilisés au niveau d'un réseau pour soutirer ou ajouter un débit.

b. Les Coudes : ils sont utilisés pour le changement de direction.

c. Les Cônes : ils sont utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.

d. Les Croix De Jonction : ils sont utilisés au niveau des nœuds pour le croisement des deux conduites perpendiculaires.

e. Les Manchons : ce sont des morceaux de 25 à 50 cm, qui sont utilisés pour le raccordement des accessoires et appareillages.

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

g. Les joints :

- *Joint à brides* : On l'utilise uniquement à la présence des appareils.
- *Joint Standard* : résiste en cas d'une forte cavitation.
- *Joint rapide* : commandé pour les fortes pressions.
- *Joint Gibault* : pour raccorder deux conduites de même diamètre (boue lisse – boue lisse) soit de même matière ou de matière différente, on l'utilise pour annuler les contrainte annulaires.

Conclusion :

Nous nous sommes penchés dans ce chapitre au tracé du réseau de telle façon à couvrir toute la zone. Suite à quoi, nous avons porté le réseau sur le logiciel Epanet pour faire une simulation pour vérifier les pressions et les vitesses. Suite aux résultats obtenus nous avons optimisé notre réseau en termes de dimension pour satisfaire toutes les conditions.

On a trouvé que les diamètres utilisés pour notre réseau varient entre DN 63 mm et DN 315 mm avec des pressions varient entre 23 m et 48 m qui sont admissibles pour nos immeubles.

**ETUDE D'ADDUCTION
ET DE POMPAGE**

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner la conduite de refoulement dans laquelle va transiter tout le débit pompé depuis la station de pompage vers l'ouvrage d'arrivée 'Réservoir surélevé 600 m³.

V.1. Etude d'adduction :

V.1.1. Classification des adductions :

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

a) Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous l'action d'aucune force extérieure qui lui sera appliquée (conditionnée par la pente et la pesanteur). On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

b) Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-énergétiques. Dans ce cas la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

c) Adduction mixte :

C'est une adduction composée d'une partie par refoulement une autre gravitaire. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

NB : Pour notre cas on aura une adduction par refoulement.

V.1.2. Critères de choix de tracé :

D'une manière générale, le tracé de l'adduction doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible et chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contre pentes.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- 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.

V.1.3. Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau des conduites représente une option fondamentale du projet, il dépend de plusieurs critères.

Sur le plan technique, il dépend de plusieurs exigences telles que :

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

Sur le plan économique, il dépend essentiellement :

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

D'après le **Tab.IV.1** du chapitre précédent (p.45), nous aurons choisi une conduite en PEHD qui est plus économique que celle en fonte et en acier, et vu les avantages qu'elle présente :

- Disponibilité sur le marché.
- Peut supporter des pressions importantes.
- Leur continuité et leur souplesse permettent d'opérer la mise en force de fouille de tronçon de grande longueur préalablement assemblée au-dessous du sol dans les meilleures conditions d'exécution et de contrôle.
- Par leur élasticité s'adoptent aux reliefs plus au moins accidentés.

V.1.4. Etude des variantes :

L'étude des variantes a pour objet de choisir le tracé le plus économique possible de la conduite entre la source et le réservoir.

- Proposition des variantes :

Variante 1 :

A la sortie de la station de pompage, la conduite reliant la station de pompage au réservoir surélevé 600 m³ traverse une partie d'un terrain agricole. Après, elle borde vers le Sud-Est le chemin de la wilaya N° 49A et elle va border vers le Nord-Est une piste vers le réservoir projeté, Ce parcours a pour avantages majeurs de ne traverser un autre terrain agricole.

Donc, dans cette variante, la conduite de refoulement sera placée au bord de la route afin de faciliter le transport en cas de pose et en cas de la réparation des conduites.

La longueur totale est de 802 ml.

Variante 2 :

La conduite reliant la station de pompage au réservoir surélevé 600 m³ traverse une terre agricole. Après, elle borde vers le Sud-Est le chemin de la wilaya N° 49A, ensuite elle va border vers le Nord-Est la route vers la commune de Mazagran et finalement elle va traverser un terrain agricole vers l'Est au réservoir projeté.

Donc cette variante a des inconvénients de traverser sur une partie de sa longueur sur des terres agricoles privés difficile d'accès ce qui induira des problèmes importants lors de la pose de conduite et lors de la réparation.

La longueur totale est de 848 ml.

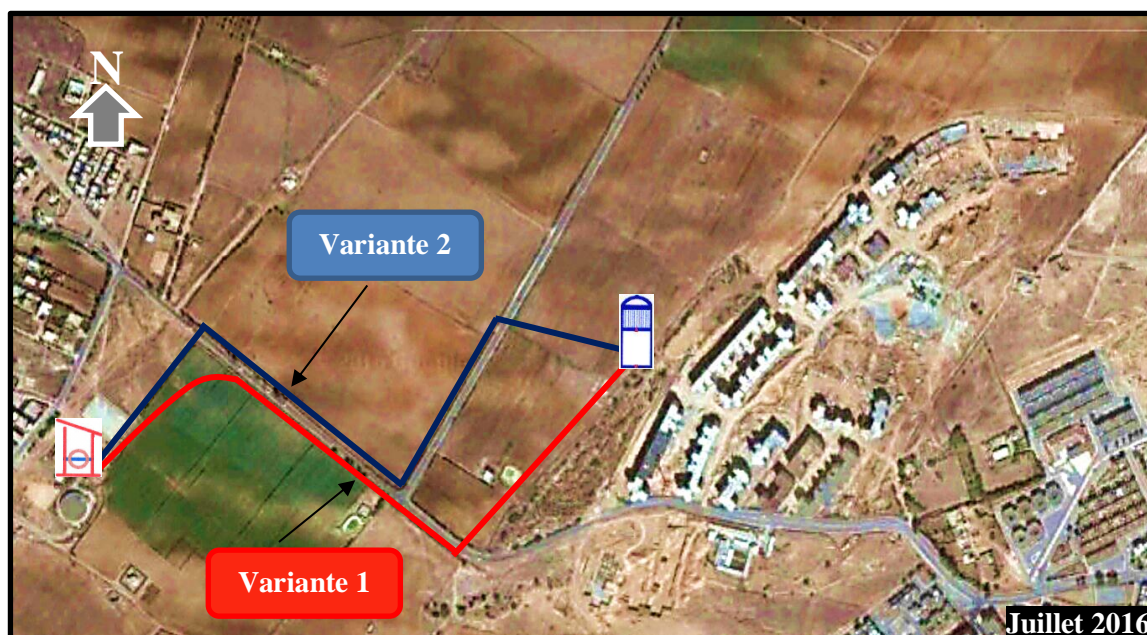


Figure V.1 : Image satellitaire avec les schémas des variantes.

D'après les critères de choix de tracé qu'on a parlé ci-dessus on aura opté pour la suite de notre projet la 1^{ère} variante car elle est la plus techniquement économique, donc elle est la plus fiable.

V.1.5. Site d'implantation de la station de pompage :

Tout enlèvement d'usine de pompage doit répondre aux critères suivants :

- Ils sont disponibles sur le marché
- Rapprocher les ouvrages d'adduction le plus possible afin d'avoir un tracé le plus économique.
- Doit être installée dans une zone stable (géologie et inondation).
- Doit tenir compte des variations du plan d'eau d'aspiration.
- Doit être installée de sorte que les travaux de terrassement soient minimales.
- Une plateforme doit être prévue, élevée par rapport à la chaussée de 15 à 30 cm.

D'après les critères ci-dessus on aura installé notre station de pompage à une distance plus proche du réservoir existant (R5000m³) pour éviter la plantation d'un autre ouvrage d'aspiration.

V.1.6. Calcul hydraulique :

V.1.6.1. Cas de refoulement (calcul du diamètre le plus économique) :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, une étude technico économique s'impose.

A. Calcul des pertes de charge :

- Calcul des pertes de charge linéaires :

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

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

Les pertes de charge linéaires sont données par la formule universelle de **Darcy-Weisbach** :

$$\Delta H_{lin} = L \times j = \lambda \times \frac{L \times V^2}{D \times 2g} \text{ [m]} \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec :

- ΔH_{lin} : Pertes de charge linéaires en (m).
- L : Longueur de la conduite de refoulement en (m).
- j : Gradient hydraulique en (m/m).
- V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- D : Diamètre de la conduite de refoulement en (m).
- g : Accélération de la pesanteur, soit approximativement $9,81 \text{ m.s}^{-2}$ ou $9,81 \text{ N/Kg}$.
- λ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.

Il est obtenu par les formules suivantes :

- Formule de NIKURADZE :

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \times \text{Ln}(\varepsilon/D)]^{-2} \dots\dots\dots(V.2)$$

Avec :

- ε : Rugosité de la conduite en (mm).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

- Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \times D} + \frac{2,52}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots(V.3)$$

Avec :

- ε : Rugosité de la conduite en (mm).
- D : Diamètre de la conduite en (m).
- Re : Nombre de Reynolds.

On vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule de Nombre de Reynolds qui s'exprime comme suit :

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \dots\dots\dots(V.4)$$

Avec :

- ν : Viscosité cinématique de l'eau en (m^2/s), soit $\nu=1,03 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à une température de 20°C .
- V : Vitesse de l'écoulement dans la conduite en (m/s).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

- Calcul des pertes de charge singulières :

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets, Té,.....etc.). Elles sont estimées à 10 % des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_{sing} = 0,10 \times \Delta H_{lin} \text{ [m]} \dots\dots\dots(V.5)$$

- Calcul des pertes de charges Totales :

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

$$\Delta H_t = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sing} = 0,10 \times \Delta H_{lin} + \Delta H_{lin}$$

$$\text{Donc } \Delta H_t = 1,10 \times \Delta H_{lin} \text{ [m]} \dots\dots\dots(V.6)$$

Avec :

- ΔH_t : Perte de charge totale en (m).
- ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire en (m).
- ΔH_{sing} : Perte de charge singulière en (m).

B. Calcul de la hauteur manométrique totale [HMT] :

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_{asp} + \Delta H_{ref}$$

$$\text{Donc HMT} = H_g + \Delta H_t \text{ [m]} \dots\dots\dots(V.7)$$

Avec :

- H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement en (m).
On écrit : $H_g = T_p - ND$.
Avec T_p : Trop plein du réservoir.
ND : Niveau dans le réservoir d'aspiration.
- ΔH_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m).
- ΔH_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).
- ΔH_t : Perte de charge totale en (m).

C. Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation en (DA) sont définis par la formule suivante :

$$F_{ex} = E \times e \text{ [DA]} \dots\dots\dots(V.8)$$

Avec :

- F_{ex} : Frais d'exploitation en (DA).
- E : Energie consommée par la pompe en (KWh).
- e : Prix unitaire d'un KWh imposé par la SONEGAS ($e=4,2DA$).

- L'Energie annuelle consommée par la pompe :

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

$$E = P \times T \times 365 \text{ [KWh]} \dots\dots\dots(V.9)$$

Avec :

- **E** : Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kWh).
- **P** : Puissance absorbée (KW).
- **T** : Temps de pompage en (heure), dans notre cas T = 20h.

- Puissance de la pompe :

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

$$P_{\text{abs}} = \frac{\rho \times g \times H_{\text{MT}} \times Q}{\eta_{\text{sp}} \times 1000} \text{ [KW]} \dots\dots\dots(\text{V.10})$$

Avec :

- **P_{abs}** : Puissance absorbée par la pompe en (kW).
- **ρ** : La masse volumique de l'eau (1000 kg/m³).
- **g** : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²).
- **HMT** : Hauteur manométrique totale en (m).
- **Q** : Débit à refouler (m³/s).
- **η_{sp}** : Rendement de la pompe.

D. Frais de l'investissement amorti :

Les frais d'investissement amorti en (DA) sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{amor}} = P_{\text{rc}} \times A \text{ [DA]} \dots\dots\dots(\text{V.11})$$

Avec :

- **P_{rc}** : Le prix de la conduite en (DA).
- **A** : Amortissement annuel en (%), il est donné par la formule suivante :

$$A = \left(\frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \right) \times 100 \dots\dots\dots(\text{V.12})$$

Avec :

- **i** : Le taux d'anuité annuel, (en Algérie i = 8 %).
- **n** : Nombre d'années d'amortissement, on prend n = 30 ans.

Donc, l'amortissement annuel sera égal :

$$A = \left(\frac{0,08}{(0,08 + 1)^{30} - 1} + 0,08 \right) \times 100 = 8,88 \%$$

E. Vérification de la vitesse d'écoulement :

Les vitesses admises dans les canalisations ne doivent pas être ni trop faibles face au risque de sédimentation, ni trop élevées pour la bonne tenue des conduites et éviter le phénomène d'érosion de la paroi des canalisations, d'une manière générale on constate que les vitesses correspondantes aux diamètres optimums répondent à ces critères :

$$0,5 \leq V \leq 2,5 \text{ [m/s]}$$

$$V = Q / S \text{ [m/s]} \dots\dots\dots(V.13)$$

Avec :

- **Q** : Le débit véhiculé par la conduite en (m³/s).
- **S** : La section de la conduite en (m²), elle est déterminée par la formule suivante :

$$S = (\pi \times D^2) / 4 \text{ [m}^2\text{]} \dots\dots\dots(V.14)$$

Avec D : Le diamètre de la conduite en (m).

V.1.6.2. Cas gravitaire :

Le calcul sera effectué par la formule **Darcy-Weisbakh** :

$$\Delta H = \frac{k' \times l_{eq} \times Q^\beta}{D^m} \text{ [m]} \dots\dots\dots(V.15)$$

On tire le diamètre avantageux :

$$D = \sqrt[m]{\frac{k' \times l_{eq} \times Q^\beta}{\Delta H}} \text{ [m]} \dots\dots\dots(V.16)$$

Avec :

- **L_{eq}** : Longueur équivalente de la conduite (m).
Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires. Donc on peut écrire : **L_{eq} = 1,10 × L_g [m]**(V.17)
Avec L_g : Longueur géométrique de la conduite en (m).
- **ΔH** : La charge disponible en (m).
- **Q** : Débit véhiculé par la conduite (m³/s).
- **K', β, m** : Coefficients qui dépendent du type de la tuyauterie et de régime d'écoulement.

Les coefficients K', m et β sont donnés dans le tableau suivant selon le type de matériau :

Tab.V.1 : Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
PEHD	0,001052	4,774	1,77

Source : (Livre Dr S.BOUALEM ENSH 2014. p32)

V.1.7. Dimensionnement du réseau d'Adduction

Pour notre projet on a une adduction par refoulement.

Données :

La cote du point de départ : 214,11 m.

La cote du point d'arrivée : 245,50 m.

La hauteur géométrique : 31,39 m.

La longueur de la conduite de refoulement : 802 ml.

Le débit refoulé : 288,48 m³/h durant 20h qui correspond à 96,16.10⁻³ m³/s.

λ sera calculé par la formule de Nikuradsé.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de notre conduite sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tab.V.2 : Calcul de la hauteur manométrique totale HMT.

D _{INT} (mm)	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH_f (m.c.e)	ΔH_T (m.c.e)	H _g (m.c.e)	HMT(m.c.e)
141	802	0,0962	6,162	0,0123	135,645	149,209	31,39	180,599
176,2	802	0,0962	3,946	0,0118	42,676	46,943	31,39	78,333
220,4	802	0,0962	2,522	0,0113	13,371	14,708	31,39	46,098
277,6	802	0,0962	1,590	0,0109	4,045	4,450	31,39	35,840
352,6	802	0,0962	0,985	0,0104	1,173	1,290	31,39	32,680
440,6	802	0,0962	0,631	0,0100	0,370	0,407	31,39	31,797
554,6	802	0,0962	0,398	0,0096	0,113	0,124	31,39	31,514

Le pompage se fait durant toute l'année (365j), et pour le prix moyen unitaire de KWh on a 4.2 DA (Source : Sonalgaz).

On peut calculer le prix de l'énergie en utilisant les formules ci-dessus.

Tab.V.3 : Calcul des frais d'exploitation de la station de pompage.

D _{INT} (mm)	HMT(m)	P _{abs} (kW)	E (kWh)	Prix du KWh (DA)	F _{exp} (DA)
141	180,599	248,448	1813673,625	4,2	7617429,22
176,2	78,333	107,762	786665,285	4,2	3303994,20
220,4	46,098	63,417	462942,182	4,2	1944357,16
277,6	35,840	49,305	359923,949	4,2	1511680,59
352,6	32,680	44,958	328190,380	4,2	1378399,60
440,6	31,797	43,743	319325,705	4,2	1341167,96
554,6	31,514	43,353	316479,595	4,2	1329214,30

On calcule l'Annuité (le frais de l'investissement amorti) en connaissant le prix du mètre linéaire de conduite (voir : **ANNEXE IV.3**).

Tab.V.4 : Calcul des frais d'investissement amorti.

D_{INT} (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	Prix total de la conduite (DA)	F_{inv am} (DA)
141	1336,43	802	1071816,86	95206,74
176,2	1931,48	802	1549046,96	137597,87
220,4	3036,15	802	2434992,3	216294,12
277,6	4789,47	802	3841154,94	341199,93
352,6	7837,53	802	6285699,06	558342,51
440,6	11878,44	802	9526508,88	846215,33
554,6	18411,38	802	14765926,76	1311619,38

Le tableau qui va suivre c'est le tableau des bilans qui nous permet de déterminer le diamètre le plus économique qui correspond au total le plus faible.

Tab.V.5 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement amorti.

D_{INT} (mm)	F_{exp} (DA)	F_{inv am}(DA)	Bilan (M DA)
141	7617429,22	95206,74	7,71
176,2	3303994,20	137597,87	3,44
220,4	1944357,16	216294,12	2,16
277,6	1511680,59	341199,93	1,85
352,6	1378399,60	558342,51	1,94
440,6	1341167,96	846215,33	2,19
554,6	1329214,30	1311619,38	2,64

D'après les résultats obtenus de ce dernier tableau (**Tab.V.5**), on peut dresser la courbe d'optimisation.

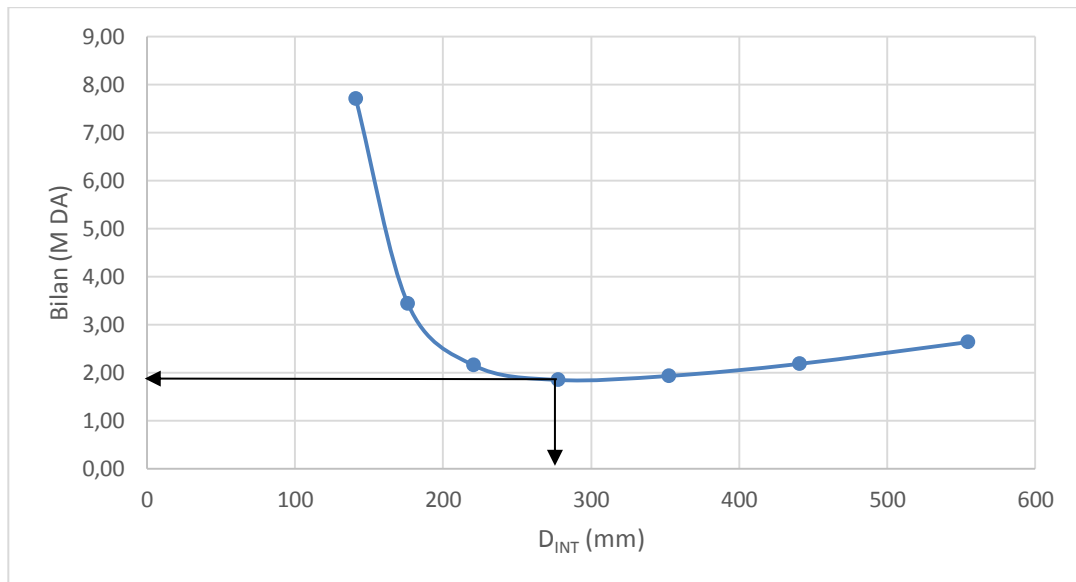


Figure V.2 : Courbe d'optimisation du diamètre de refoulement.

Nous remarquons que le diamètre économique du tronçon de refoulement est de **277,6 mm** ($D_{EXT} = 315 \text{ mm}$) avec une vitesse d'écoulement de $V=1,59 \text{ m/s}$.

V.2. Etude de pompage :

V.2.1. Définition :

Une pompe est un système d'élévation d'eau, d'autre sens 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.2.2. Couplage des pompes :

Dans le cas où la pompe placée dans une station de pompage ne fournit pas le débit ou la charge nécessaire pour l'élévation d'eau au point voulu on fait appel au couplage des pompes.

Le couplage des pompes se fait soit en série soit en parallèle, selon la nécessité comme suit :

- **Le couplage en parallèle** : ce type de couplage est utilisé en vue d'augmenter le débit refoulé par les pompes.
- **Le couplage en série** : ce type de couplage est utilisé en vue d'augmenter la hauteur d'élévation (la charge) des pompes.

V.2.3. Différents types de pompes :

V.2.3.1. Pompes volumétriques :

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

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

Elles sont adaptées aux fortes viscosités, elles élèvent de faibles débits à des pressions élevées (adaptées aux pressions élevées à très élevées), on distingue :

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

V.2.3.2. Les turbopompes :

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

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

Les pompes centrifuges sont plus utilisées en hydraulique urbaine à cause de la large gamme d'utilisation qu'elles peuvent couvrir, de leur simplicité et de leur faible coût ainsi que leur bon rendement.

V.2.4. Choix du type de pompe :

Le choix d'une pompe se fait en fonction du débit à refouler et la hauteur à laquelle ce débit doit être élevé, autrement appelée, la hauteur manométrique totale d'élévation.

En effet, le choix consiste de déterminer à l'aide des catalogues, les types de pompe qui donneront pour les débits et les hauteurs manométriques désirées des rendements optimums.

On opte pour les pompes Italiennes de marque Caprari : En plus de ses avantages technique et mécanique, ce type de pompe nous assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec une vitesse de rotation élevée.

V.2.5. Choix du nombre de pompes :

Pour la robustesse de l'installation, des pompes supplémentaires seront installées et serviront de secours. Le nombre de pompes de secours dépendra du nombre de pompes choisis de la sorte :

$n < 4$	1 pompe de secours
$4 < n < 6$	2 pompes de secours
$n > 6$	3 pompes de secours

Avec **n** : nombre de pompes utiles.

Les critères de choix de pompes sont :

- Assurer le débit et l'Hmt visé dans le projet.
- Avoir un nombre minimal de pompes.
- Avoir un meilleur rendement
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.
- Charge net d'aspiration requise (NPSH)_r minimale, (anti-cavitationnel)

V.2.6. Courbe caractéristique d'une conduite de refoulement :

On appelle courbe caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge total en fonction de débit. Cette courbe est donnée par la formule :

$$H_c = H_g + RQ^2 \text{ [m.c.e]} \dots \dots \dots \text{(V.18)}$$

Avec :

- P_{rc} : Le prix de la conduite en (DA).
- H_g : Hauteur géométrique (m).
- R : Résistance de la conduite ($s^2.m^{-5}$) elle est donnée par :

$$R = 1,1 \times [8 \times \lambda \times L / (g \times \pi^2 \times D^5)] \dots \dots \dots \text{(V.19)}$$

Avec :

- λ : Coefficient de perte de charge.
- L : Longueur de la conduite en (m).
- g : Accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m.s}^{-2}$)
- D : Diamètre de la conduite en (m).

V.2.7. Caractéristiques de la pompe :

V.2.7.1. Point de fonctionnement des pompes :

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

Le point de fonctionnement d'une pompe (P_F) est donné par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe (fournée par le constructeur) et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement (fournie par l'installateur).

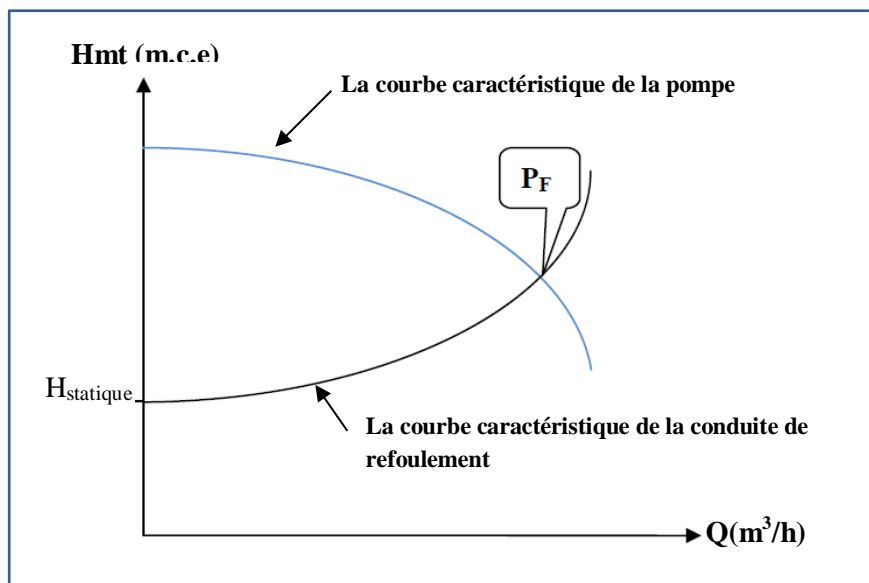


Figure V.3 : Détermination du point de fonctionnement.

V.2.8. Étude de la cavitation :

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

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

La cavitation entraîne de graves incidences tel que :

- La brusque explosion des bulles de vapeur provoque l'érosion des pièces métalliques en formant des cavités sur ses surfaces.
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe.
- Chute des performances des pompes avec diminution importante de la hauteur manométrique totale, du débit et du rendement.

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

$$\text{NPSH}_{\text{disponible}} > \text{NPSH}_{\text{requis}}$$

Avec :

- $\text{NPSH}_{\text{disponible}}$: charge nette d'aspiration disponible (Net positive section Head), elle est fournie par l'installateur.
- $(\text{NPSH})_{\text{requis}}$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

On la calcule par la formule suivante :

$$(\text{NPSH})_{\text{disponible}} = (\text{NPSH})_{\text{requis}} + S \dots\dots\dots(\text{V.20})$$

• **1^{er} cas :**

Le fonctionnement en charge : c'est-à-dire la pompe est installée au-dessous du niveau du liquide.

$$(NPSH)_{disponible} = h_{adm}^{asp} + Pat - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \dots\dots(V.21)$$

Le fonctionnement en charge : c'est-à-dire la pompe est installée au-dessous du niveau du liquide.

Avec :

- **S :** marge de sécurité, $s = (0,3 - 0,5)$ m. On prend $s = 0,5$ m.
- **V_{asp} :** vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration en (m/s).
- **h_{asp} :** perte de charge dans la conduite d'aspiration en (m).
- **P_{at} :** pression atmosphérique en (m.c.e) :

$$P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H \text{ [m.c.e]} \dots\dots\dots(V.22)$$

Avec H : altitude de la station en (m).

- **Tv :** tension de vapeur d'eau (m.c.e).

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

Tab.V.6 : La tension de vapeur Hv pour une température donnée

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

• **2^{ème} cas :**

Le fonctionnement en aspiration : c'est-à-dire la pompe est installée au-dessus du niveau du liquide.

$$(NPSH)_{disponible} = h_{adm}^{asp} + Pat - Tv - \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \dots\dots(V.23)$$

V.2.9. Choix des pompes :

Le choix des pompes se fera à l'aide de catalogue du constructeur de pompe Caprari.

Les données injectées dans le logiciel : Q = 96,2 l/s, HMT = 35,8 m.c.e.

Nous allons trouver alors les possibilités suivantes :

Tab.V.7 : Variantes du choix des pompes.

Nombre des pompes	Q disp. (l/s)	HMT (m.c.e)	Type	η (%)	Vitesse (tr/mn)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)
1	96,2	35,8	-	-	-	-	-
2	96,2	35,8	MEC-AZ 4/100A	78,1	1450	19,9	2,09
3	96,2	35,8	MEC-A 5/100E	68,6	1460	15,3	1,97
4	96,2	35,8	MEC-A 4/100B	67,5	1450	11,6	14,5

La lecture du tableau ci-dessus montre que le nombre minimum de pompes à installer s'élève à 3 pompes (+1) secours, pour un total de 4 pompes. C'est le meilleur choix si on voit les critères ci-dessus.

C'est le cas retenu dans la suite de l'étude. Les pompes seront installées en parallèles de façon à avoir le débit nominal de la station de pompage (62,2 l/s) au niveau de la sortie de la station, dans la conduite de refoulement.

V.2.9.1. Description de la pompe choisie :

Pompe type : MEC-A 5/100^E

- Centrifuge monocanal à axe horizontal.
- Palier de base à roulements à bain d'huile.
- Corps extérieur : en fonte.
- Roue : en fonte.
- Arbre : en acier au carbone protégé.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement.

- La fiche technique de la pompe choisie est représentée dans l'**Annexe V.1**.
- Les dimensions géométriques de la pompe choisie sont représentées dans l'**Annexe V.2**.
- Les courbes caractéristiques de la pompe choisie sont représentées dans l'**Annexe V.3**.

V.2.9.2. Courbe caractéristique de la conduite de refoulement :

Données : $Q = 96,2$ l/s

$L = 802$ m.

$HMT = 35,8$ m.

$H_g = 31,4$ m.

$D = 277,6$ mm.

$\lambda = 0,0109$.

On a : $H_c = H_g + (R \times Q^2)$

Avec $R = 1,1 \times [8 \times \lambda \times L / (g \times \pi^2 \times D^5)] = 1,1 \times [8 \times 0,0109 \times 802 / (9,81 \times \pi^2 \times 0,2776^5)]$
 $\Rightarrow R = 481,97$

Donc $H_c = 31,4 + (481,97 \times Q^2)$

Tab.V.8 : Variation de la charge en fonction des débits.

Q (l/s)	H_{pompe} (m.c.e)	H_c (m.c.e)
0	39	31,40
10	38,9	31,45
20	38,9	31,59
30	38,8	31,83
50	38,3	32,60
70	37,3	33,76
80	36,6	34,48
90	35,9	35,30
100	35	36,22
110	34,1	37,23
130	32,9	39,55

En utilisant les résultats ci-dessus on peut trouver le point de fonctionnement qui sera présenté dans le graphique qui va suivre.

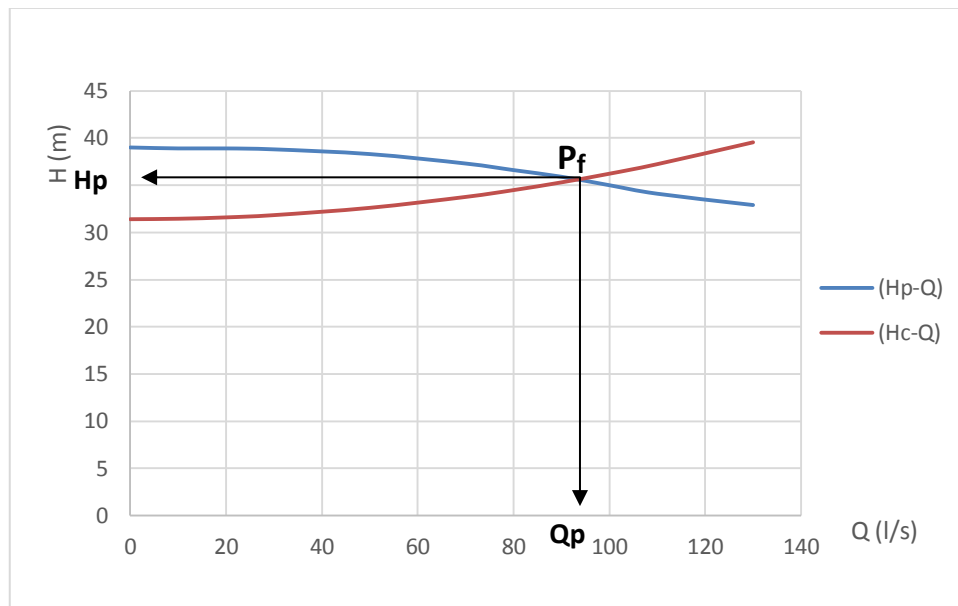


Figure V.4 : Point de fonctionnement de la station de pompage vers le château d'eau.

Le point de fonctionnement est représenté par l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe et la courbe caractéristique de la conduite de refoulement.

V.2.9.3. Etude de cavitation :

N.B : Dans notre cas on aura une installation en charge donc on n'aura pas besoins d'amorcer les pompes avant les démarrer (pas de cavitation).

Alors on n'aura besoin pas d'une étude de cavitation.

V.2.10. Schéma de raccordement :

Li figure ci-dessous explicite le principe de raccordement de la station de pompage avec les autres ouvrages.

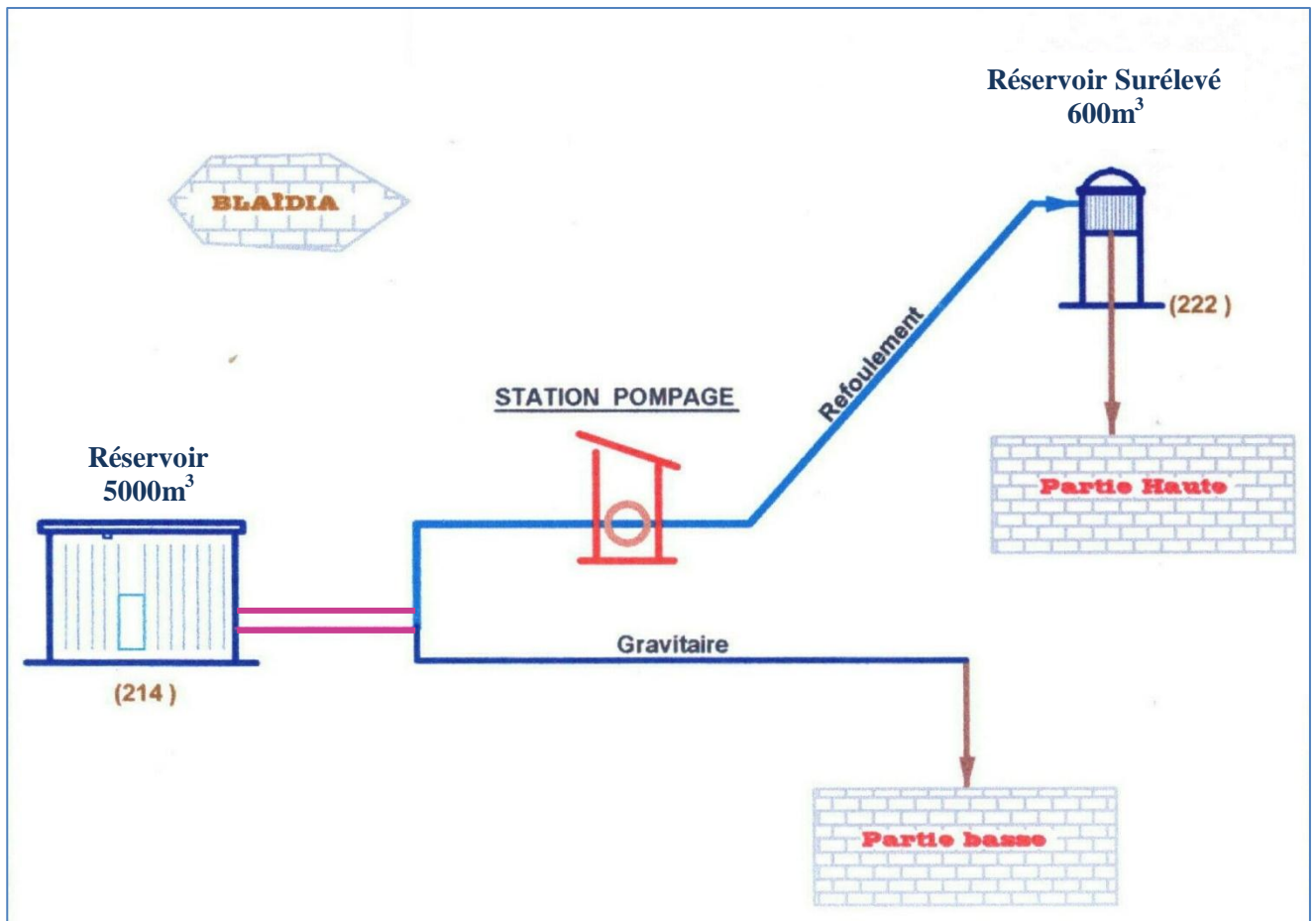


Figure V.5 : Schéma de principe de raccordement.

V.2.11. bâtiment de la station de pompage :

V.2.11.1. choix du type du bâtiment :

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

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

Le choix du type de bâtiment est en fonction des paramètres mentionnés dans (Annexe V.4). Pour notre cas on choisit un bâtiment type surface.

V.2.11.2. Dimensionnement de la station de pompage :

A. La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \text{ [m]} \dots\dots\dots(V.24)$$

Avec :

- **h5** : Distance verticale, $h_5 = h_p + h_{socle} + h_{reserve}$
 h_p : hauteur de la pompe, $h_p = 820 \text{ mm} = 82 \text{ cm}$.
 $h_{socle} = (20 \div 60) \text{ cm}$, on prend $h_{socle} = 60 \text{ cm}$.
 $h_{reserve} = 0.70 \text{ m}$.
Donc $h_5 = 2,12 \text{ m}$
- **h6** : Hauteur réservée à l'homme, on prend $h_6 = 2,4 \text{ m}$.
- **h7** : Hauteur de chariot, $h_7 = 0,4 \text{ m}$.
- **h8** : Hauteur profilée, on prend $h_8 = 0,8 \text{ m}$.
- **h9** : Hauteur de sécurité $h_9 = 0,6 \text{ m}$.

Alors $H_b = 6,32 \text{ m}$.
On prend : **$H_b = 6,5 \text{ m}$** .

B. Largeur du bâtiment :

$$l_b = l_1 + l_2 + l_p + L_c + l_b + 2 * S \text{ [m]} \dots\dots\dots(V.25)$$

Avec :

- **S** : épaisseur des murs $S = 0,3 \text{ m}$.
- **l1** : distance entre le mur et le 1er organe tel que $l_1 = 0,6 \text{ m}$.
- **l2** : longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement estimé à $l_2 = 5 \text{ m}$.
- **lp** : longueur de la pompe $l_p = 1.458 \text{ m}$.
- **lc** : largeur du couloir $l_c = 2.15 \text{ m}$.
- **lb** : largeur des différents bureaux $l_b = 4 \text{ m}$.

Alors $l_b = 13.81 \text{ m}$.
On prend : **$l_b = 14 \text{ m}$** .

C. Longueur du bâtiment :

$$L_b = n_p * L_p + L_{pf} + L_d + L_{ref} + L_{int} \text{ [m]} \dots\dots\dots(V.26)$$

Avec :

- **np** : nombre de pompe = 3+1.
- **Lp** : largeur de la pompe = 0.49 m.
- **Lint** : distance entre deux pompes voisines = 1 m.
- **Lpf** : longueur de la plateforme = 3.5 m.
- **Lref** : Longueur des accessoires de refoulement général = 3 m.
- **Ld** : divers (murs, portes...) = 3 m.

Alors $L_b = 12,46 \text{ m}$.
On prend : **$L_b = 12,46 \text{ m}$** .

Tab.V.9 : Quelques valeurs normalisées pour les dimensions du bâtiment.

	Equipements	Dimension
1	Portail d'entrée	S=13m ²
2	Fenêtres	S=2.4m ²
3	Distance entre pompe et armoire	L=1m
4	Marche d'escalier	H=15cm l=90cm Prof=20cm Pente=1/1.15
5	Bureau du chef d'exploitation	S=12m ² H=3m
6	Magasin et personnelle	S=15m ²

(Source : Wikipédia 2016)

V.2.12. Les frais annuels d'énergie :

$$Fr.a.e = np \times P \times t \times 365 \times e \text{ [DA]} \dots\dots\dots(V.27)$$

Avec :

- **np** : Nombre des pompes.
- **P** : puissance de la pompe en (kW), on a trouvé P = 55,30 kw.
- **t** : c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =20h.
- **e** : prix moyen unitaire d'un KW imposé par la SONEGAS, (e=4,2DA).

$$Fr.a.e = 3 \times 55,30 \times 20 \times 365 \times 4,2$$

$$Fr.a.e = 5'086'494,00 \text{ DA.}$$

V.3. Protection de la conduite contre le coup de bélier :

Le coup de bélier est une onde de pression, positive ou négative, provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite.

V.3.1. Les causes de coup de bélier :

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

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

V.3.2. Les conséquences de coup de bélier :

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

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

V.3.2.1. Cas de la surpression :

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

V.3.2.2. Cas de dépression :

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

V.3.3. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

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

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

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

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

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

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

Pour ce projet, nous optons pour un réservoir d'air comme dispositif de protection anti-bélier de notre conduite de refoulement.

V.3.3.1. 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.

Méthode de PEUCH et MEUNIER :

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

A. Calcul de la célérité des ondes :

Pour calculer la célérité des ondes nous utilisons la relation transformée :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \text{ [m/s]} \dots\dots\dots(V.28)$$

Avec :

- **e** : Epaisseur de la conduite en (mm), e = 18,7 mm.
- **D** : Diamètre de la conduite en (mm), D = 277,6 mm.
- **K** : Dépend de la nature de la conduite, Voir (**Tab.V.10**).

Tab.V.10 : Les valeurs de K selon la nature de la conduite.

Matériau	K
Fer	0,5
Acier	0,5
Fonte grise	1
Fonte ductile	0,59
Béton	5
Amiante ciment	4
PVC	33
Polyéthylène Haute Densité	83
Polyéthylène Basse Densité	500

(Source : Michel A.'Exercices de mécanique des fluides' Tome 2, Edition EYROLLES MOREL,1994)

A.N : **a = 276,67 m/s.**

V.3.3.2. Dimensionnement des protections :**A. Dépression :****- Caractéristique de la conduite (A) :**

Nous calculons : $V_0 = 1,59 \text{ m/s}$.

$$H_0 = H_g + 10 = 31,39 + 10 = 41,39 \text{ m.c.e.}$$

$$\Rightarrow A = a \times V_0 / [g \times H_0] = 276,67 \times 1,59 / [9,81 \times 41,39] = 1,08$$

$$\Rightarrow A = 1,08$$

- Caractéristique des pertes de charge (K) :

On a : $HMT = 35,8 \text{ m.c.e}$

$$H_{abs} = HMT + 10 = 35,5 + 10 = 45,8 \text{ m.c.e}$$

$$\Rightarrow H_{abs} = 45,8 \text{ m.c.e}$$

$$K = [H_{abs} - H_0] / H_0 = [45,8 - 41,39] / 41,39 = 0,11$$

$$\Rightarrow K = 0,11$$

- Caractéristique du réservoir (B) :

Nous devrions considérer la famille de courbes B pour $A = 1,08$ et $K = 0,11$ mais comme nous ne disposons pas de ces abaques, nous allons superposer le profil en long 'absolu' à la famille de courbe.

Avec : $K = 0,1$

$$A = 1$$

On complète d'abord le tableau ci-dessous du profil en long.

Tab.V.11 : Tableau du profil en long.

Cote z (m)	214,11	212,94	213,11	211,66	215,7	211,43	215,3	218,18	245,5
Long, Conduite (m)	0	130,6	217,95	303,78	421,99	501,59	580,18	698,07	802
ΔZ	0	-1,17	-1	-2,45	1,59	-2,68	3,87	4,07	31,39
$[\Delta Z + 10] / [H_g + 10]$	0,24	0,21	0,22	0,18	0,28	0,18	0,27	0,34	1
X/L	0	0,16	0,27	0,34	0,53	0,63	0,72	0,87	1

On trace le profil en long sur l'abaque de **Puech** et **Meunier** et on détermine la caractéristique du réservoir (b).

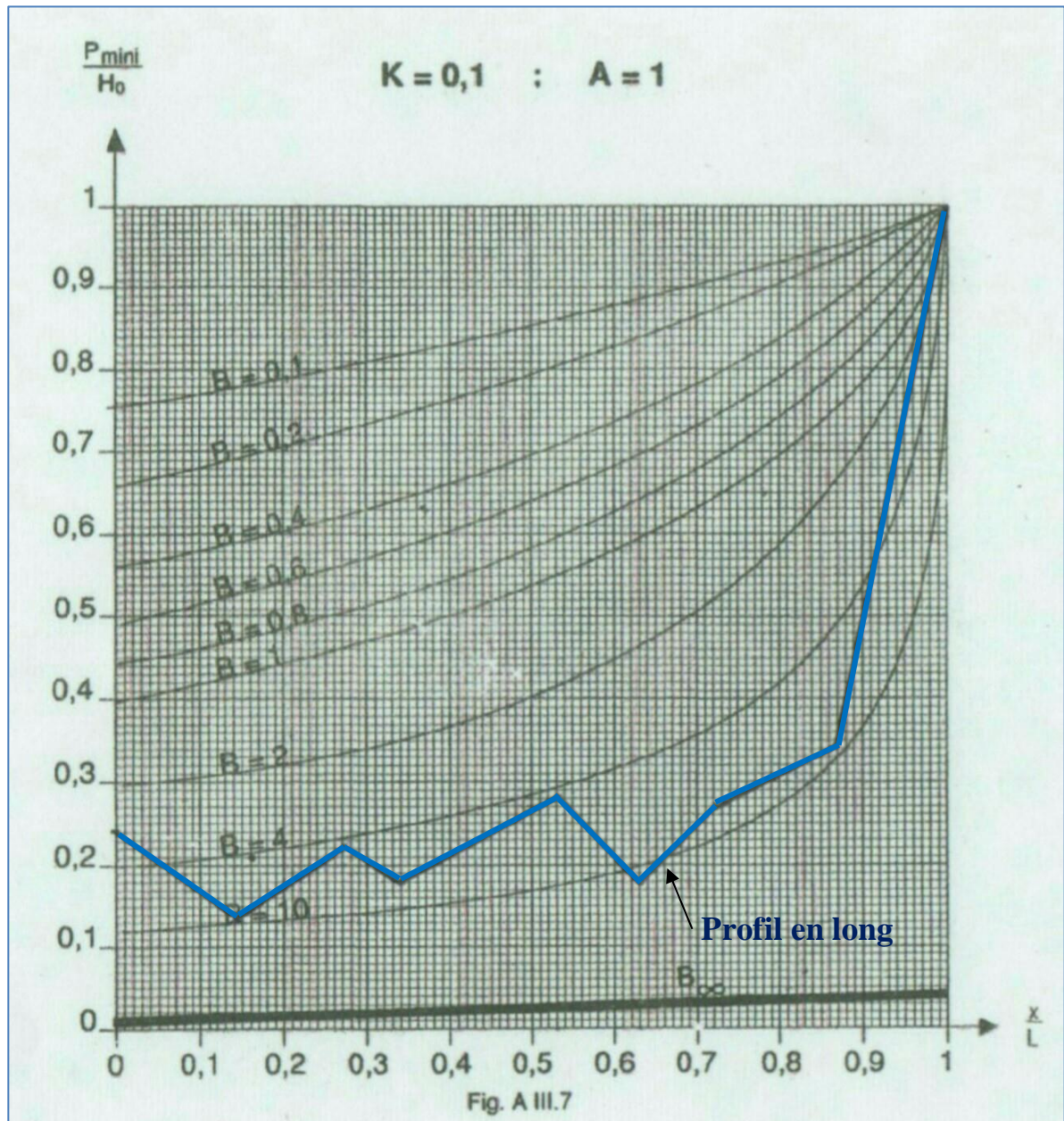


Figure V.6 : l'abaque de Puech et Meunier avec le profil en long.

Remarque : un carré de 1 mm de côté dans le sens vertical représente une pression absolue P de :
 $P = 0,01 \cdot 45 = 0,45 \text{ m.c.e}$

Pour avoir une sécurité de 3 m.c.e de pression au-dessus de point le plus défavorable au profil, il nous faut prendre 7 carrés, c'est-à-dire on va prendre $B = 2$.

Le volume U_0 de l'air comprimé en fonctionnement permanent est donné par la relation :

$$U_0 = [V_0^2 / (g \cdot H_{\text{abs}})] \times L \cdot S / B \text{ [m}^3\text{]} \dots\dots\dots(\text{V.29})$$

$$U_0 = [1,59^2 / (9,81 \times 45,8)] \times 802 (\pi \cdot 0,2776^2/4) / 2$$

$$\Rightarrow U_0 = 0,137 \text{ m}^3.$$

Nous lisons sur le graphique ci-dessus $P_{\min} / H_0 = 0,3$

Donc $P_{\min} = 0,3 * 41,39 = 13 \text{ m.c.e}$

Calculons à présent le volume d'air maximal en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique :

$$H_{\text{abs}} \cdot U_0^{1,2} = P_{\min} \cdot U_{\text{max}}^{1,2}$$

$$U_{\text{max}} = U_0 [H_{\text{abs}} / P_{\min}]^{1/1,2} [\text{m}^3] \dots\dots\dots(\text{V.30})$$

$$\text{A.N} \quad U_{\text{max}} = 0,137 [45,8 / 13]^{1/1,2} = 0,391 \text{ m}^3$$

$$\implies U_{\text{max}} = 0,391 \text{ m}^3.$$

Si nous voulons qu'il reste encore 25% d'eau dans le ballon lors de la plus grande dépression, il nous faut prévoir un réservoir d'un volume τ :

$$\tau = 0,391 \times 1,25 = 0,489$$

$$\tau = 0,489 \text{ m}^3.$$

Alors pour protéger l'installation contre les dépressions, il faut prévoir un ballon anti-bélier d'un volume total égal à $0,5 \text{ m}^3$ (soit 500l).

B. Surpression :

L'abaque de **Dubin** et **Guéneau** (Voir **Annexe V.5**), pour $A = 1$ et $B = 2$, nous permet de lire :

$$\begin{cases} \alpha * V_0^2 / H_0 = 2,75 \\ P_{\text{max}} / H_0 = 1,1875 \end{cases} \quad \text{avec } \alpha = 1/2g * [(D^2/0,6*d^2)-1]^2$$

D'où : $d = 63,8 \text{ mm}$

$$P_{\text{max}} = 49,15 \text{ m.c.e}$$

Donc pour protéger l'installation contre les surpressions dues aux coups de bélier, il faut prévoir sur la conduite de jonction entre le ballon et la canalisation de refoulement un clapet à battant by-passé par un diaphragme à bord vif de diamètre **DN = 63 mm**.

Conclusion :

L'étude faite dans ce chapitre a permis de choisir la variante d'adduction la plus avantageuse du point de vue économique et technique, ainsi que le calcul du diamètre économique pour l'adduction.

Donc on a trouvé que notre adduction sera par refoulement avec une longueur de 802 m, et le diamètre le plus économique sera **DN = 315 mm**.

Une fois qu'on a trouvé ce diamètre, on a choisis des pompes pour notre station de pompage tout en respectant les critères de choix, et on a terminé notre chapitre par une protection de la conduite de refoulement contre le phénomène du coup de bélier par le calcul de volume du réservoir d'air, on a trouvé un volume de **500 l**.

MANAGEMENT DE PROJETS

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

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

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

VI.1. Pose de canalisation :

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

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

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

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

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

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

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

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

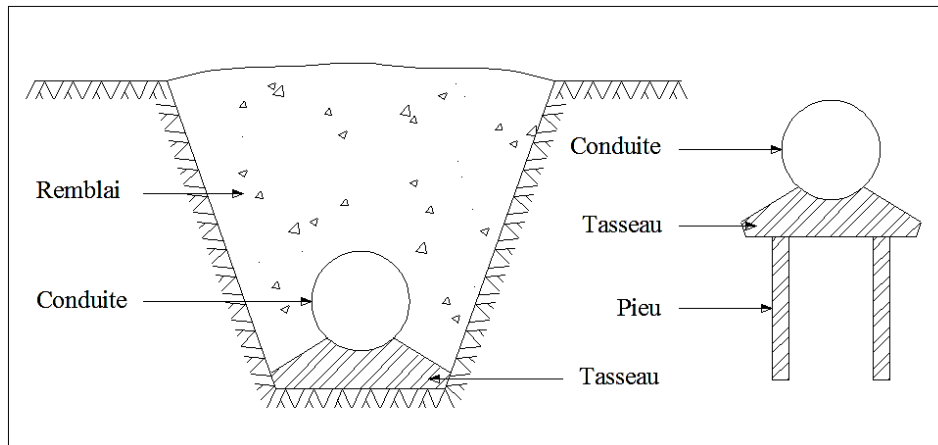


Figure VI.1 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

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

VI.1.2.2. Cas d'un terrain agressif :

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

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

VI.1.2.3. Pose de canalisation en galerie :

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

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

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

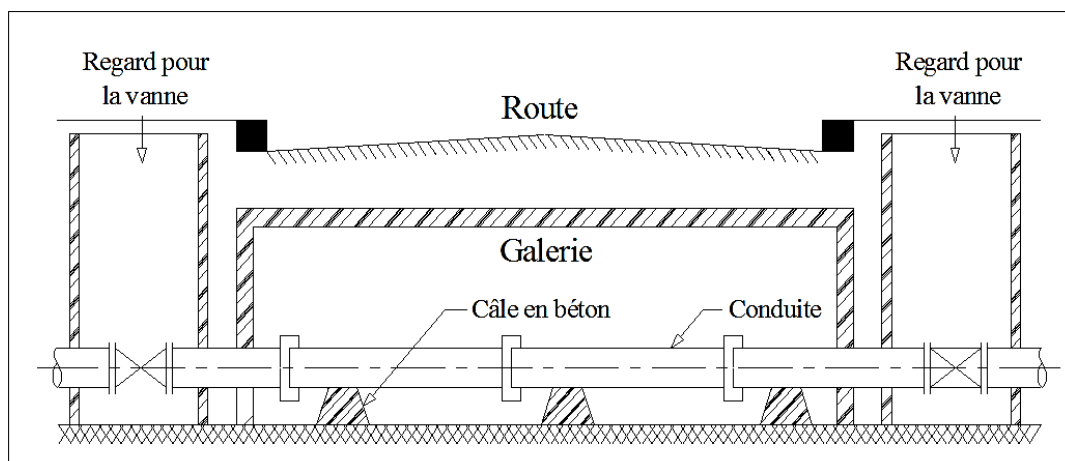


Figure VI.2 : Pose de canalisation en galerie.

VI.1.2.4. Traversée d'une rivière :

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

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

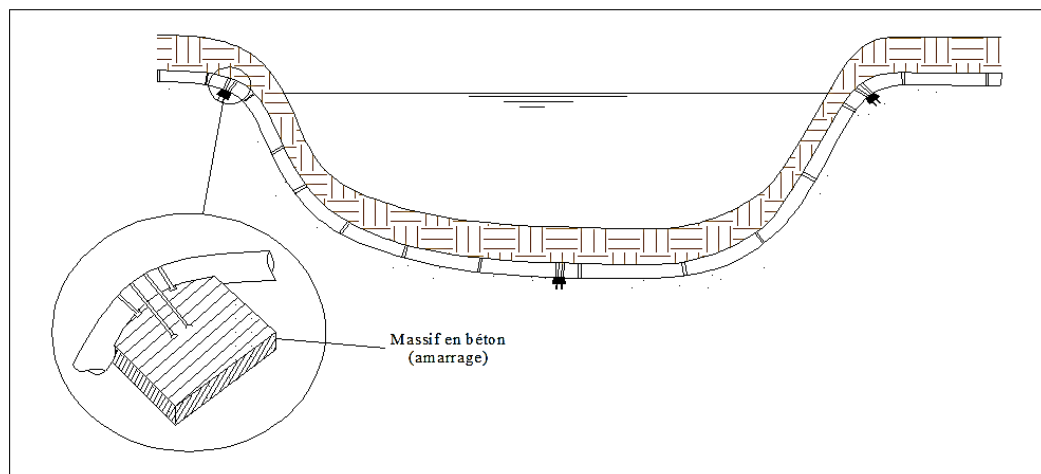


Figure VI.3 : Traversée d'une rivière.

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

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

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

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

VI.4. Décapage de la couche de terre végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs. Le volume de la couche à décapier est donné par la formule suivant :

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

Avec :

- V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³).
- L : longueur totale des tranchées en (m).

- **b** : largeur de la couche végétale en (m).
- **e** : épaisseur de la couche en (m), $e = 10$ cm.

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

VI.5. Excavation des tranchées :

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

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

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

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

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

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

VI.5.1. La profondeur (H_{tr}) :

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

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

Avec :

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

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

VI.5.2. La largeur de la tranchée :

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

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

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

Avec :

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

VI.5.3. Choix du coefficient du talus :

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

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

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

Choix du coefficient du talus.

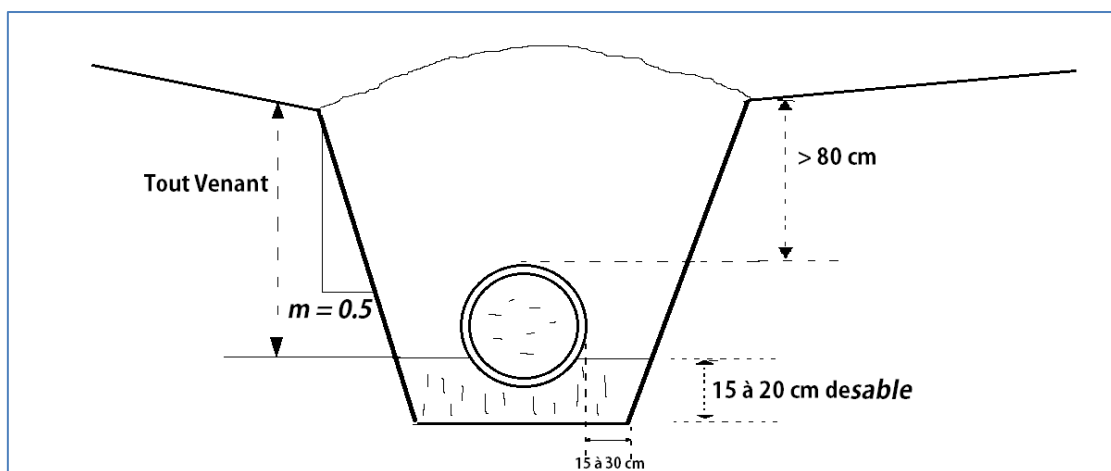


Figure VI.4 : Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.

VI.6. Le volume des déblais :

VI.6.1. Section de la tranchée :

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

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

Avec :

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

VI.6.2. Volume à excaver :

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

Avec :

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

- **b** : La largeur du tranché (m).
- **H_{tr}** : La hauteur de la tranchée (m).

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

Conduite	D _{exterieur} (mm)	L	b	H _{tr}	S _D	V Déblai	V Décapage
		(m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ³)	(m ³)
Conduite refoulement	315	802	0,92	1,5	2,12	1 702,25	146,77
Conduite réseau Ø50	50	979,6	0,65	1	1,15	1 126,54	127,35
Conduite réseau Ø63	63	877,21	0,66	1	1,16	1 020,20	116,32
Conduite réseau Ø75	75	1 489,06	0,68	1	1,18	1 749,65	201,02
Conduite réseau Ø90	90	235,32	0,69	1	1,19	280,03	32,47
Conduite réseau Ø110	110	1 369,03	0,71	1	1,21	1 656,53	194,4
Conduite réseau Ø125	125	165,46	0,73	1	1,23	202,69	23,99
Conduite réseau Ø160	160	408,44	0,76	1	1,26	514,63	62,08
Conduite réseau Ø200	200	156,98	0,8	1	1,3	204,07	25,12
Conduite réseau Ø250	250	1 218,77	0,85	1	1,35	1 645,34	207,19
Conduite réseau Ø315	315	113,94	0,92	1	1,42	161,23	20,85
Volume total						10 263,14	1 157,56

VI.6.3. Détermination de la capacité du godé :

A travers le volume calculé ci-dessus, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tab.VI.3 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

Volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10 000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à **0.5 m³**.

VI.6.4. Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h) \quad [\%] \dots \dots \dots (VI.6)$$

Avec :

- **q** : Capacité du gobet **0.5 m³**.
- **K_R** : Coefficient de remplissage du gobet $K_R = (0,8 \div 0,9)$, on prend **K_R = 0,8**.
- **K_t** : Coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du Conducteur, varie entre $(0,7 \div 0,9)$, on prend **K_t = 0,8**.

- **Kf** : Coefficient de foisonnement du sol **Kf = 1,2**.
- **Tc** : La durée d'un cycle de remplissage du gobet $T_c = (15 \div 30)$ s, on prend **Tc = 25 s**.

AN :

$$R_p = \frac{3600 \times 0,5 \times 0,8 \times 0,8}{25 \times 1,2} = 38,4 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour **Rp = 307.2 m3/j**.

VI.7. Le volume des remblais :

Le volume des remblais est : $V_R = S_R \cdot L$ [m³].....(VI.7)

Avec :

- **L** : La longueur du tranché en (m).
- **S_R** : La surface de remblai, égale à : $S_R = S_D - S_c - S_s$ [m²].....(VI.8)

Avec :

S_D : surface du déblai en (m²).

S_c : surface de la conduite en (m²).

S_s : surface du lit de sable en (m²).

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

Tab.VI.4 : Calcul du volume du remblai.

D _{EXT} (mm)	L (m)	S _c (m ²)	S _s (m ²)	S _D (m ²)	S _R (m ²)	V _R (m ³)
315	802	0,0195	0,18	1,37	1,17	938,36
50	979,6	0,0005	0,13	0,65	0,52	508,91
63	877,21	0,0008	0,13	0,66	0,53	464,59
75	1489,06	0,0011	0,14	0,68	0,54	802,45
90	235,32	0,0016	0,14	0,69	0,55	129,52
110	1369,03	0,0024	0,14	0,71	0,57	774,36
125	165,46	0,0031	0,15	0,73	0,58	95,46
160	408,44	0,005	0,15	0,76	0,6	246,28
200	156,98	0,0079	0,16	0,8	0,63	99,23
250	1218,77	0,0123	0,17	0,85	0,67	813,81
315	113,94	0,0195	0,18	0,92	0,71	81,19
Volume total						4954,17

N.B : D'après ce tableau, le volume total du remblai est de **4 954,17 m³**.

VI.8. La durée d'excavation :

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = V / R_p \text{ [jours]} \dots \dots \dots \text{(VI.8)}$$

Avec :

- **V :** Volume du sol excavé en (m³).
- **R_p :** Capacité du godet en (m³/jour).

A.N : $T = 10263,14 / 307,4 = \mathbf{34 \text{ jours.}}$

VI.9. Le compactage :

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

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.

VI.10. Elaboration Du Planning D'exécution Des Travaux :

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

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

La mise en œuvre de technique de planification nécessite que :

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

On peut aussi suivre les étapes suivantes :

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

VI.10.1. Planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter sont :

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

La détermination du délai de la réalisation est représentée dans le tableau suivant :

Tab.VI.4 : Détermination du délai de la réalisation.

OPERATION	T _R (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	20	0	20	0	20	0
B	10	20	30	20	30	0
C	38	30	68	30	68	0
D	45	68	113	68	113	0
E	30	68	98	83	113	15
F	10	68	78	103	113	35
G	15	68	83	98	113	30
H	12	113	125	113	125	0
I	25	125	150	125	150	0

Avec :

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

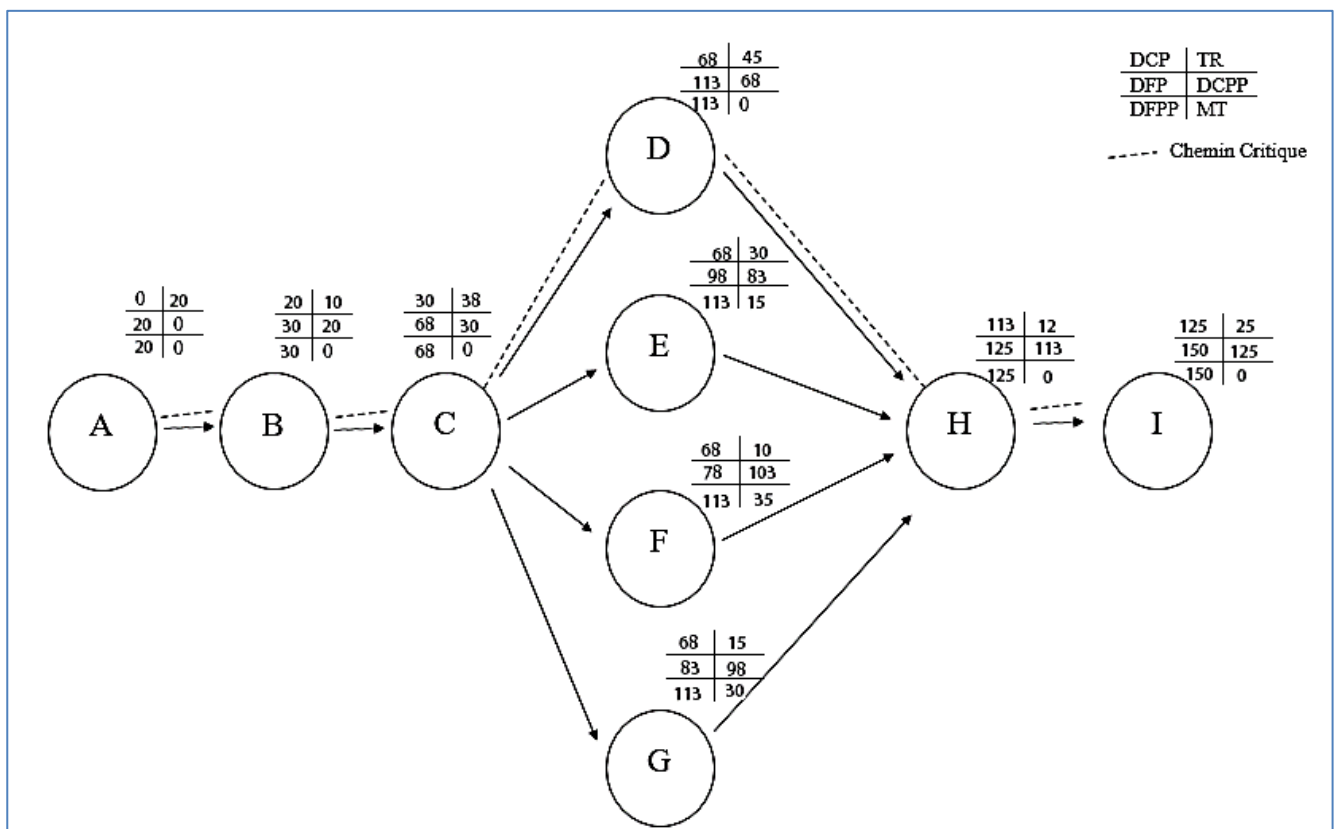


Figure VI.5 : Réseau à nœuds.

Tab.VI.5 : Planning des travaux (Diagramme de Gantt).

Opération		Jours						Observation
		0	25	50	75	100	125	
A	Décapage de la couche de terre végétale	0	20					
B	Piquetage		10					
C	Exécution des tranchés			38				
D	Aménagement du lit de pose				45			
E	La mise en place des conduites				30			
F	Assemblage des tuyaux				10			
G	Les essais d'étanchéité				15			
H	Remblaiement des tranchés					12		
I	Travaux de finition						25	

D'après la **Figure VI.5** et la table ci-dessus :

Le chemin critique sera : A-B-C-D -H-I avec : $\Sigma T_R = 150$ jours.

N.B : La durée totale du projet est de 150 jours, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

VI.11. Evaluation du projet :

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

VI.11.1. Devis estimatif d'établissement du projet :

Tab.VI.6 : Devis estimatif de l'établissement du projet.

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1- Terrassement				
Décapage	m3	1157,6	300	198 750,00
Déblais	m3	10 263,53	300	40 737 000,00
Pose de lit du sable	m3	1 157,56	1 200	27 030 000,00
Remblaiement des tranchées avec du tout venant	m3	4 954,17	300	30 261 000,00
Évacuation des déblais excédentaires	m3	450,00	200	370 000,00
2- Transport et pose de canalisations				
Conduite ø 315	ml	915,94	4 789,47	4 386 867,15
Conduite ø 250	ml	1 218,77	3 036,15	3 700 368,54
Conduite ø 200	ml	156,98	1 931,48	303 203,73
Conduite ø 160	ml	408,44	1 336,43	545 851,47
Conduite ø 125	ml	165,46	772,36	127 794,69
Conduite ø 110	ml	1 369,03	632,39	865 760,88
Conduite ø 90	ml	235,32	420,14	98 867,34
Conduite ø 75	ml	1 489,06	351,59	523 538,61
Conduite ø 63	ml	877,21	245,34	215 214,70
Conduite ø 50	ml	979,60	158,28	155 051,09
Equipements	-	-	-	1 492 250,00
3- Station de pompage				
Génie civile	-	-	-	3 441 666,66
Equipements	-	-	-	15 278 330,00
4- Ouvrage de stockage				
Génie Civil + Equipements	-	-	-	7 861 260,00

VI.11.2. Devis global :**Tab.VI.7 : Devis estimatif global.**

Nature des charges	Charges en DA
Terrassement	6 391 660,54
Conduites	12 414 768,12
Station de pompage	18 720 046,66
Ouvrage de stockage	7 861 260,00
Totale HT	45 387 735,39
TVA 17%	7 715 915,016
TOTALE TTC	53 103 650,41

Conclusion :

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

Nous avons pu, grâce au diagramme établi et par les formules, déduire une durée de réalisation de la conduite d'aménée et de refoulement de 150 jours.

Le cout total s'élève à cinquante-trois millions cent trois mille six cent cinquante dinars algériens et quarante et un centimes.

Conclusion générale

L'étude d'alimentation en eau potable du nouveau pôle urbain de la commune de Hassi Mameche (W. Mostaganem) a nécessité une collecte de donnée qui a révélé un relief accidenté qui divise la zone en deux parties une partie haute et une partie basse avec la possibilité d'alimenter la zone basse depuis un réservoir déjà existant tandis que la partie haute a nécessité la projection d'un nouveau réservoir qui sera alimentée depuis le premier à travers une station de pompage par une conduite de trois cent quinze millimètres et qui s'étend sur une longueur de huit cent deux mètres, cette dernière est en PEHD, ce matériau a été choisi en fonction de ces propriétés et son coût.

Le pompage est assuré par trois pompes de 32.07 l/s. Nous avons proposé des équipements auxiliaires en plus des principaux pour une meilleure exploitation et un bon fonctionnement de notre station de pompage.

Les différentes opérations dans le cadre de la réalisation de notre projet du décapage jusqu'aux travaux de finition sont organisés de manière optimale.

En effet, notre projet d'alimentation en eau potable de la commune de Hassi Mameche nécessite cinq mois pour sa réalisation avec un coût estimé à cinquante-trois millions cent trois mille six cent cinquante dinars algériens et quarante et un centimes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

A.MOREL, M. « Exercices de mécanique des fluides » Tome 2, Edition CHIHAB Eyrolles.Batna.Algérie.1994.382p.

ABRAMOV.N "Alimentation En eau Potable" Moscou, 1982.

DUPONT, A. « Hydraulique urbaine », Tome I et II, Edition Eyrolles.Paris.France.1988.

M. CARLIER « Hydraulique générale et appliquée », Edition Eyrolles, Paris 1972.

ROSSMAN L.A.(2003).EPANET 2.0 Simulation hydraulique et qualité pour les réseaux d'eau sous pression, manuel de l'utilisation.USA,222p.

Dr B.SALAH « polycopie d'Alimentation en Eau Potable des Agglomérations», E.N.S.H.BLIDA.2014.112p.

Programme **MEDA** de l'Union Européenne « Réalisation De L'Etude D'Actualisation Du Plan National De L'Eau » Mission2, Volet4, Tome 1, 2 et 3.

Pompe et station de pompage, E.N.S.H. Blida, (Cours) 2015/2016.

Turbo machine et station de pompage E.N.S.H. Blida, (Cours) 2014/2015.

Bureau d'Etudes d'Architecture & Urbanisme (BEAU). Révision du PDAU Commune De Hassi Mameche Wilaya De Mostaganem.

Mémoire de fin d'étude présenté par **Mr DIOUF.PM.O** « Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de DIAMNIA DIO » Université Cheikh Diop de Dakar. SENEGAL Juillet 2005.

Mémoire de fin d'étude présenté par **Mr DIALLO.I** « Avant-Projet d'Alimentation en Eau Potable de la ville de TIVAOUANE en 2005 », SENEGAL Juin 1991.

ANNEXE II.1 :

La variation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.

Heures	Nombre d'habitants				
	< à 10000	10000 à 50000	50000 à 100000	> à 1000000	Agglomération rurale
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	5.20	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1,5	3.3	3.7	1
Total	100	100	100	100	100

ANNEXE IV.1:

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

تيكس

3 Conception du réseau en PEhd

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

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

ANNEXE IV.2

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

تیبکس

3 Conception du réseau en PEhd

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

D=160 mm S=9,5 mm Di=141 mm			D=200 mm S=11,9 mm Di=176,2 mm			D=250 mm S=14,8 mm Di=220,4 mm			D=315 mm S=18,7 mm Di=277,6 mm		
Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)	Vitesse (m/s)	débit (l/sec)	J(m/100 0m)
0.20	3.12	0.34	0.20	4.87	0.27	0.20	7.63	0.20	0.20	12.10	0.15
0.30	4.68	0.72	0.30	7.31	0.54	0.30	11.44	0.42	0.30	18.15	0.31
0.40	6.24	1.18	0.40	9.75	0.92	0.40	15.25	0.70	0.40	24.20	0.53
0.50	7.80	1.79	0.50	12.19	1.37	0.50	19.07	1.04	0.50	30.25	0.78
0.60	9.36	2.51	0.60	14.62	1.89	0.60	22.88	1.45	0.60	36.30	1.10
0.70	10.92	3.28	0.70	17.06	2.52	0.70	26.69	1.92	0.70	42.35	1.45
0.80	12.49	4.20	0.80	19.50	3.20	0.80	30.51	2.46	0.80	48.39	1.85
0.90	14.05	5.16	0.90	21.93	3.99	0.90	34.32	3.04	0.90	54.44	2.30
1.00	15.61	6.29	1.00	24.37	4.82	1.00	38.13	3.69	1.00	60.49	2.79
1.10	17.17	7.52	1.10	26.81	5.73	1.10	41.95	4.39	1.10	66.54	3.32
1.20	18.73	8.77	1.20	29.25	6.71	1.20	45.76	5.15	1.20	72.59	3.90
1.30	20.29	10.19	1.30	31.68	7.80	1.30	49.57	5.98	1.30	78.64	4.52
1.40	21.85	11.62	1.40	34.12	8.97	1.40	53.39	6.85	1.40	84.69	5.18
1.50	23.41	13.24	1.50	36.56	10.16	1.50	57.20	7.78	1.50	90.74	5.89
1.60	24.97	14.96	1.60	38.99	11.42	1.60	61.01	8.76	1.60	96.79	6.63
1.70	26.53	16.66	1.70	41.43	12.82	1.70	64.82	9.80	1.70	102.84	7.42
1.80	28.09	18.57	1.80	43.87	14.22	1.80	68.64	10.92	1.80	108.89	8.26
1.90	29.65	20.45	1.90	46.31	15.75	1.90	72.45	12.06	1.90	114.94	9.12
2.00	31.21	22.55	2.00	48.74	17.31	2.00	76.26	13.26	2.00	120.99	10.04
2.10	32.77	24.74	2.10	51.18	18.93	2.10	80.08	14.52	2.10	127.04	10.99
2.20	34.33	26.89	2.20	53.62	20.68	2.20	83.89	15.82	2.20	133.09	12.00
2.30	35.90	29.27	2.30	56.05	22.44	2.30	87.70	17.22	2.30	139.14	13.03
2.40	37.46	31.59	2.40	58.49	24.34	2.40	91.52	18.64	2.40	145.18	14.11
2.50	39.02	34.16	2.50	60.93	26.23	2.50	95.33	20.11	2.50	151.23	15.23
2.60	40.58	26.82	2.60	63.37	28.20	2.60	99.14	21.63	2.60	157.28	16.40
2.70	42.14	39.40	2.70	65.80	30.31	2.70	102.96	23.21	2.70	163.33	17.59
2.80	43.70	42.25	2.80	68.24	32.41	2.80	106.77	24.88	2.80	169.38	18.84
2.90	45.26	45.01	2.90	70.68	34.67	2.90	110.58	26.56	2.90	175.43	20.11
3.00	46.82	48.04	3.00	73.11	36.91	3.00	114.40	28.30	3.00	181.48	21.45

ANNEXE V.1: Prix et épaisseurs des conduites.

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 HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
-	Ø20	-			PE80
P3513001	Ø25	-	38,22	42,48	PE80
P3513006	Ø32	-	48,28	68,87	PE80
P3513009	Ø40	2	94,6	78,88	PE80
P3513012	Ø50	2,4	98,25	114,95	PE80
P3513015	Ø63	3	100,25	137,49	PE80
P3513018	Ø75	3,6	225,21	263,49	PE80
P3513022	Ø90	4,3	296,03	346,36	PE100
P3513025	Ø110	4,9	357,86	418,7	PE100
P3513040	Ø125	-	473,08	553,5	PE100
P3513030	Ø160	5,8	770,35	901,89	PE100
P3513044	Ø200	7,2	1163,39	1361,17	PE100
P3513059	Ø250	9,1	1950	2231,5	PE100
P3513042	Ø315	11,4	3080	3603,6	PE100
P3513039	Ø400	14,5	5134,24	6007,06	PE100
P3513051	Ø500	19,1	6938,13	8117,61	PE100
P3513052	Ø630	24,1	12682,5	14038,83	PE100

TUBES PEHD : PN 10					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513000	Ø20		28,07	34,01	PE80
P3513004	Ø25	2,5	38,28	44,79	PE80
P3513007	Ø32	2,5	55,48	64,91	PE80
P3513010	Ø40	3	94,1	98,48	PE80
P3513013	Ø50	3,7	138,26	158,28	PE80
P3513016	Ø63	4,7	209,68	245,34	PE80
P3513019	Ø75	5,6	300,5	351,59	PE80
P3513023	Ø90	5,4	359,09	420,14	PE100
P3513026	Ø110	6,6	540,5	632,39	PE100
P3513028	Ø125	7,4	680,13	772,36	PE100
P3513031	Ø160	9,5	1142,25	1336,43	PE100
P3513033	Ø200	11,9	1650,84	1931,48	PE100
P3513035	Ø250	14,8	2590	3036,15	PE100
P3513041	Ø315	18,7	4093,57	4789,47	PE100
P3513038	Ø400	23,7	6098,74	7837,53	PE100
P3513049	Ø500	29,7	10152,51	11878,44	PE100
P3513048	Ø630	37,7	15733,76	18411,38	PE100

TUBES PEHD : PN 16					
CODE	Diam Ext	EP(m m)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513002	Ø20	2,3	32,12	37,65	PE80
P3513003	Ø25	2,8	50,65	58,49	PE80
P3513005	Ø32	3,6	78,51	91,88	PE80
P3513008	Ø40	4,5	120,95	141,51	PE80
P3513011	Ø50	5,6	188,28	220,29	PE80
P3513014	Ø63	7,1	297,95	348,5	PE80
P3513017	Ø75	8,4	407,8	477,13	PE80
P3513020	Ø90	8,2	610,71	597,53	PE100
P3513021	Ø110	10	767,19	888,91	PE100
P3513024	Ø125	11,4	967	1132,44	PE100
P3513027	Ø160	14,6	1550	1828,3	PE100
P3513029	Ø200	18,2	2472	2892,94	PE100
P3513032	Ø250	22,7	3915	4463,55	PE100
P3513034	Ø315	28,6	5850	6844,5	PE100
P3513036	Ø400	36,3	9320	10904,4	PE100
P3513037	Ø500	45,4	14911	17445,87	PE100
P3513043	Ø630	57,2	23123,5	27054,5	PE100

TUBES PEHD : PN 20					
CODE	Diam Ext	EP(mm)	Prix HT (DA/ML)	Prix TTC (DA/ML)	
P3513101	Ø20	2,3	38,01	44,47	PE80
P3513102	Ø25	3	53,29	62,35	PE100
P3513103	Ø32	3,6	82,22	96,2	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	396,31	PE100
P3513107	Ø75	8,4	447,36	623,4	PE100
P3513108	Ø90	10,1	637,09	733,7	PE100
P3513109	Ø110	12,3	948	1110,17	PE100
P3513110	Ø125	14	1202,75	1407,22	PE100
P3513111	Ø160	17,9	1947,58	2278,88	PE100
P3513112	Ø200	22,4	3121,79	3952,3	PE100
P3513113	Ø250	27,9	4846,33	5579,21	PE100
P3513114	Ø315	35,2	7588,88	8875,48	PE100
P3513115	Ø400	44,7	12110,03	14158,74	PE100
P3513054	Ø500	55,8	19053,81	22304,68	PE100
-	Ø630	-			PE100

ANNEXE V.1 :

Fiche technique de la pompe choisie.

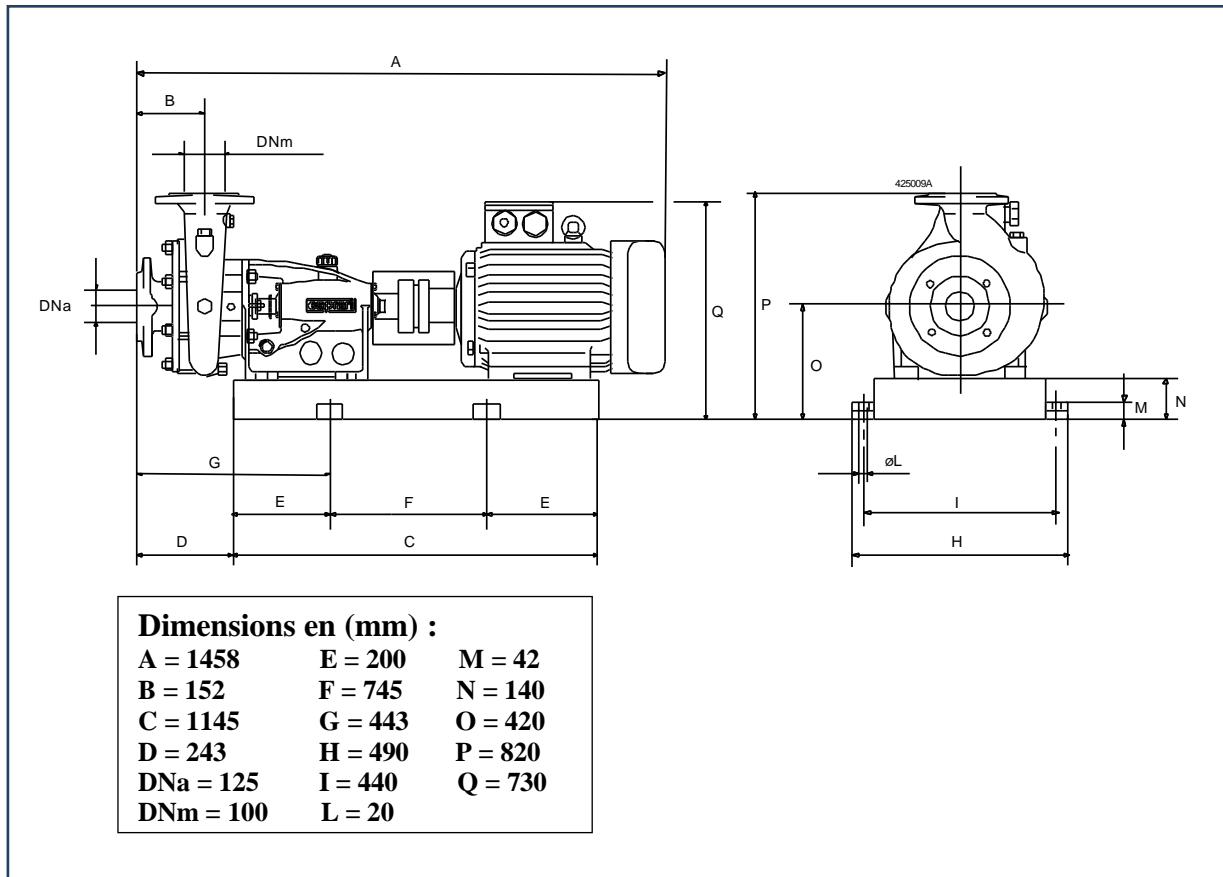
MEC-A 5/100E
Caractéristiques requises Débit : 96,2 l/s Hauteur de refoulement : 35,8 m Fluide : Eau potable Température : 290 K Type d'installation : Pompes identiques en parallèle N.be de pompes : 3 + Secours
Caractéristiques de la pompe Débit : 31 l/s Hauteur de refoulement : 35,6 m Puissance absorbée 15,3 kW Rendement : 68,6% Hauteur manométrique H(Q=0) : 39 m Orif. de refoulement : 100 mm
Caractéristiques moteur Fréquence : 50Hz Tension nominale : 400 V Vitesse nominale : 1450 1/min Nombre de pôles : 4 Puissance nominale P2 : 18,5 kW Courant nominal – A Type de moteur : 3~ Classe d'isolation : F Degré de protection : IP 55
Limites opérationnelles Démarrages / h max. : 10 Température maxi. du liquide pompé : 363 K Teneur maximum en matières solides : 40 g/m ³ Densité max. : 998 kg/m ³ Viscosité maxi. : 1 mm ² /s
Caractéristiques générales Poids :417 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Arbre	Acier traité
Douille arbre	Acier cromé
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

[Source : Catalogue (PumpTutor Caprari)]

ANNEXE V.2 :

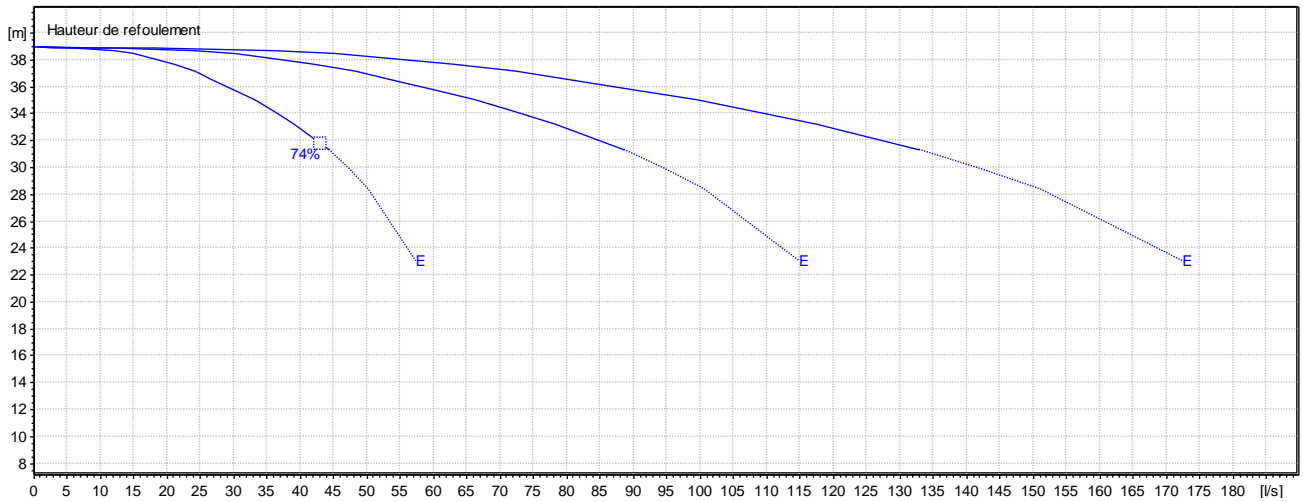
Les dimensions géométriques de la pompe choisie.



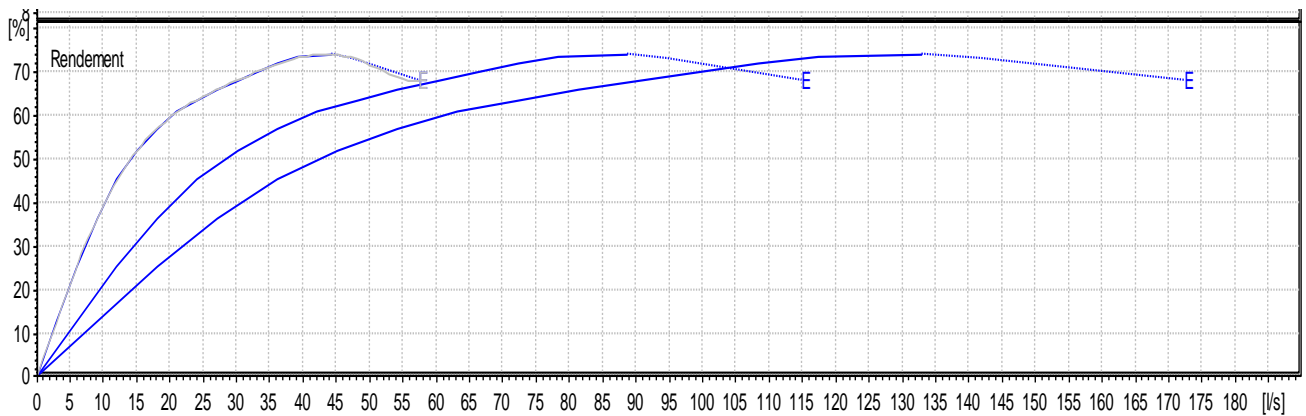
[Source : Outil informatique (PumpTutor Caprari)]

ANNEXE V.3 :

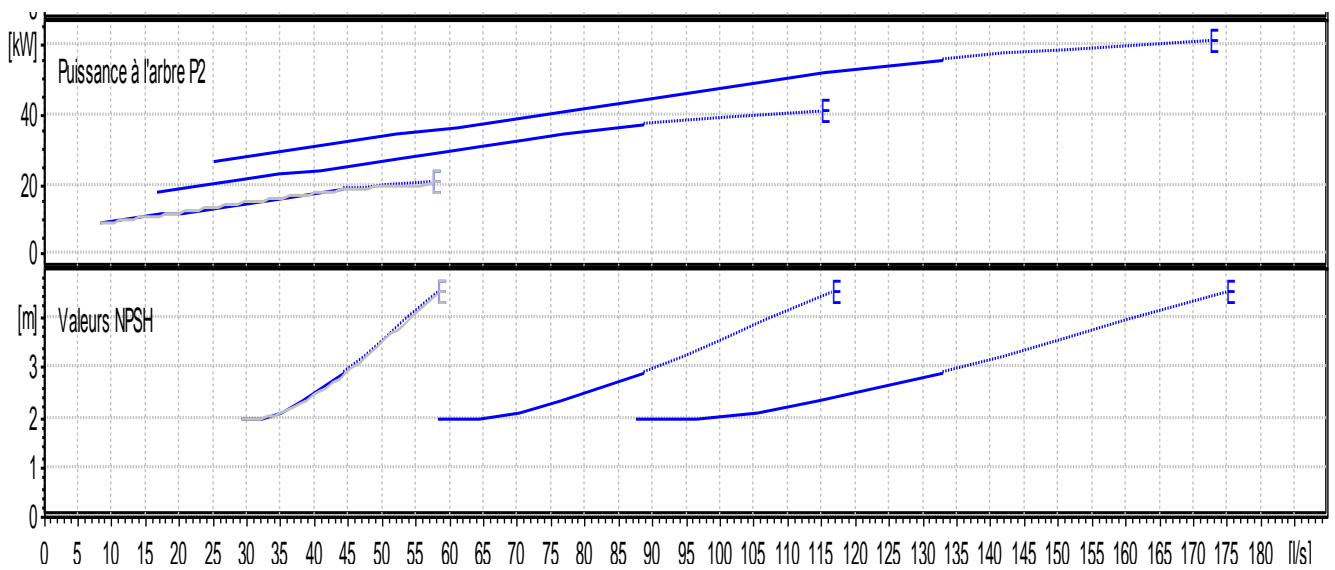
Les courbes caractéristiques de la pompe choisie.



Courbe de la hauteur de refoulement en fonction du débit Q.



Courbe du rendement en fonction du débit Q.



Courbe de la puissance à l'arbre, NPSHr en fonction du débit Q.

[Source : Outil informatique (PumpTutor Caprari)]

ANNEXE V.4 :

Les critères de choix de la station de pompage :

Paramètre	Type du Bâtiment			
	Bloc	Bâche sèche	Bâche mouillée	Sur sol ou semi enterré
Q (m ³ /s)	> 2	< 2	< 6	< 1,5
Type de pompe	Axiale à axe verticale ou horizontale	P. centrifuge	Axiale noyée à axe verticale	P. centrifuge
Hauteur admissible à l'aspiration (m)	< 0 (en charge)	< 0 > 0	< 0 < 0	> 0 (en aspiration)
Variation du plan d'eau (m)	1 à 2	1 à 3	n'importe	importante

[Source : Cours M^{me} MOKRANE.W, ENSH2015]

ANNEXE V.5 :

L'abaque de Dubin et Guéneau.

