

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude du système d'alimentation en eau potable des cinq localités d'El Oudj de la commune de Yellel (w. Relizane).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0018-21

APA Citation (توثيق APA):

Bakalem, Mohamed Fouad (2021). Etude du système d'alimentation en eau potable des cinq localités d'El Oudj de la commune de Yellel (w. Relizane)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE**

**THEME :**

**Etude du système d'alimentation en eau potable des cinq localités  
d'El Oudj de la commune de YELLEL (W. Relizane)**

**Présenté par :**

**BAKALEM MOHAMED FOUAD**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
SALAH BOUALEM	PROFESSEUR	Président
KAHLERRAS MALIKA	M.C.B	Examineur
BENCHIHEB NEDJOUA	M.C.B	Examineur
HACHEMI ABDELKADER	M.C.B	Promoteur

**Session décembre 2021**

# Remerciement

Tout d'abord, je voudrais remercier Dieu le Tout-Puissant pour m'avoir donné la santé, la volonté et la force de commencer et de terminer ce travail de thèse "**Al hamdoulilah**".

Je souhaite exprimer toute ma reconnaissance à mon encadrant, Monsieur **HACHEMI Abdelkader**. Je le remercie de m'avoir encadré, dirigé, aidé et conseillé.

Je tiens à exprimer ma gratitude à Mr. **SALAH Boualem**, Mr. **AMMARI Abdelhadi** et Mme. **MOKRANE Wahiba** qui ont eu la gentillesse de partager avec moi les connaissances et les instructions nécessaires à ce travail, mais aussi pour leur patience et leur disponibilité.

J'adresse également mes sincères remerciements à tous les professeurs et enseignants de l'**ENSH** qui m'ont beaucoup aidé par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et même leurs critiques tout au long de mes années d'études.

Je désire aussi bien remercier Mr. **SNOUSSI Mostefa** pour avoir proposé ce thème ainsi que les données nécessaires à la réalisation de ce travail.

Je tiens également à remercier Mr. **ZAIR Kamel** ainsi que toute l'équipe de **NEE spa** que j'ai connue auparavant dans le cadre d'un stage et qui m'ont beaucoup aidé à chaque fois que je les ai sollicités.

Enfin, je tiens à exprimer mes plus profonds remerciements et ma gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce travail, car ce travail ne peut être le résultat d'une seule personne.

# Dédicaces

“

*Je dédie ce modeste travail à  
Mes chers parents pour tous les sacrifices qu'ils m'ont consacrés pour  
mon éducation et surtout pour l'amour inestimable qu'ils m'ont apporté.*

*A mes chères sœurs, et à mes grands-parents pour leur soutien et leurs  
prières tout au long de mes études.*

*A toute ma famille et mes amis.*

*Une dédicace spéciale à mon ami Hichem pour son soutien inconditionnel  
et ses encouragements qui m'ont été d'une grande aide.*

*À tous ceux qui m'ont soutenu et qui croient en moi.*

”

**Mohamed Fouad BAKALEM**

# Planches

1. Tracé de la conduite d'adduction 1
2. Profil en long de la conduite d'adduction 1
3. Tracé de la conduite d'adduction 2
4. Profil en long de la conduite d'adduction 2
5. Tracé du réseau de distribution
6. Profil en long de la conduite principale du réseau de distribution
7. Plan des deux stations de pompage

## ملخص

يهدف مشروعنا إلى امداد مقاطعات العوج، اولاد علي، حوادرية، بوعشوية و سلامنية التابعة بلدية يلل بولاية غليزان بمياه الشرب وتغطيه احتياجاتهم من المياه حتى عام 2050. و تحقيقا لهذه الغايه اخترنا تصميم نظام كامل يشتمل على محطتي ضخ على التسلسل وعلى خطوط لإيصال المياه وشبكة تزويد بالماء تشمل كل مقاطعات مشروعنا وهذا باستخدام الهياكل الموجودة سلفا بعد التحقق من تلبيتها الاحتياجات سكان المنطقة للثلاثين سناء القادمة. وقد تم تنفيذ هذا العمل مع مراعاة الظروف و الاوضاع الحقيقية في الميدان و المنطقة و بعد دراسة تقنية ومالية.

## Résumé

Notre projet vise à approvisionner les localités d'El Oudj (El Oudj, Ouled Ali, Houadria, Bouachia ET Slamnia) de la commune de Yellel, Wilaya de RELIZANE en eau potable et couvrir leurs besoins en eau jusqu'à l'horizon 2050.

A cet effet, on a opté pour la projection d'un système complet comprenant deux stations de pompage en série, deux lignes d'adduction par refoulement suivies d'une ligne gravitaire et un réseau de distribution étagé regroupant toutes les localités et ce en utilisant les ouvrages existants après avoir vérifié qu'il répond aux besoins pour les 30 prochaines années.

Ces travaux ont été réalisés en tenant compte des circonstances et des situations réelles du terrain et de la région et après une étude technico-économique.

## Abstract

Our project aims at supplying the localities of El Oudj (El Oudj, Ouled Ali, Houadria, Bouachia ET Slamnia) of the commune of Yellel, Wilaya of RELIZANE with drinkingwater and covering their needs in water until the horizon 2050.

For this purpose, we opted for the projection of a complete system including two pumping stations in series, two lines of adduction by refoulement followed by a gravitational line and a distribution network regrouping all the localities and this by using the existing structures after having verified that it meets the needs for the next 30 years.

These operations have been carried out taking into account the circumstances and real situations of the land and the region and after a technical and economic study.

# Table des matières

<b>Remerciement</b>	<b>1</b>
<b>Dédicaces</b>	<b>2</b>
<b>Planches</b>	<b>3</b>
<b>Introduction générale</b>	<b>11</b>
<b>1 Présentation de la zone d'étude</b>	<b>12</b>
1.1 Situation géographique et topographique . . . . .	13
1.2 Situation climatique . . . . .	14
1.2.1 Climat . . . . .	14
1.2.2 Températures . . . . .	14
1.2.3 Précipitations . . . . .	15
1.2.4 Humidité . . . . .	16
1.2.5 Vent . . . . .	17
1.3 Situation démographique . . . . .	18
1.4 Situation hydraulique . . . . .	18
1.5 Situation socio-économique . . . . .	19
1.6 Conclusion du chapitre . . . . .	19
<b>2 Estimation des besoins en eaux de la population</b>	<b>20</b>
2.1 Estimation de la population future . . . . .	21
2.2 Consommation moyenne journalière domestiques . . . . .	22
2.3 Consommation moyenne journalière des équipements . . . . .	23
2.3.1 Équipements administratifs . . . . .	23
2.3.2 Équipements éducatifs . . . . .	24
2.3.3 Équipements sociaux . . . . .	24
2.4 Récapitulation des résultats . . . . .	25
2.5 Consommations maximale et minimale journalières . . . . .	27
2.5.1 Débit maximal journalier . . . . .	27
2.5.2 Débit minimal journalier . . . . .	27
2.6 Calcul du débit moyen horaire . . . . .	28
2.7 Calcul des débits maximal et minimal horaire . . . . .	28
2.7.1 Méthode 1 . . . . .	28
2.7.2 Méthode 2 . . . . .	30
2.8 Interprétation . . . . .	33

2.9	Conclusion du chapitre . . . . .	33
<b>3</b>	<b>Réservoir et capacité de stockage</b>	<b>34</b>
3.1	Généralités . . . . .	35
3.1.1	Rôles des réservoirs de stockage . . . . .	35
3.1.2	Type de réservoir de stockage . . . . .	35
3.2	Emplacement du réservoir . . . . .	36
3.3	La consommation . . . . .	36
3.3.1	Les facteurs d'influence . . . . .	36
3.3.2	Les prévisions démographiques . . . . .	36
3.3.3	Evaluation des consommations . . . . .	37
3.4	Les équipements d'un réservoir de stockage . . . . .	37
3.5	Dimensionnement des réservoirs de stockage à l'horizon 2050 . . . . .	37
3.5.1	Capacité de stockage d'El Oudj . . . . .	37
3.5.2	Capacité de stockage de Douaidia . . . . .	39
3.5.3	Dimensionnement du réservoir de douaidia . . . . .	41
3.6	Dimensionnement des bâches des stations de pompage . . . . .	41
3.7	Conclusion du chapitre . . . . .	42
<b>4</b>	<b>Proposition et choix de variantes</b>	<b>43</b>
4.1	Présentation de la variante 1 : . . . . .	44
4.1.1	Généralité sur les stations d'accélération (BOOSTER) . . . . .	44
4.1.2	Éléments constituant le BOOSTER . . . . .	45
4.1.3	Choix du type de pompe . . . . .	45
4.1.4	Critères de dimensionnement . . . . .	45
4.2	Présentation de la variante 2 : . . . . .	46
4.3	Comparaison technico-économique des deux variantes . . . . .	46
4.3.1	Critères de comparaison . . . . .	46
4.3.2	Évaluation technique . . . . .	46
4.4	Comparaison technique des variantes . . . . .	47
4.4.1	Variante 1 (BOOSTER + station de pompage) . . . . .	47
4.4.2	Variante 2 (2 stations de pompage) . . . . .	47
4.4.3	Interprétation de la comparaison technique . . . . .	48
4.5	Comparaison économiques des variantes . . . . .	48
4.5.1	Variante 1 (BOOSTER + station de pompage) . . . . .	48
4.5.2	Variante 2 (2 stations de pompage) . . . . .	48
4.5.3	Interprétation de la comparaison financière . . . . .	50
4.6	Conclusion du chapitre . . . . .	50
<b>5</b>	<b>Adduction</b>	<b>51</b>
5.1	Généralités . . . . .	52
5.1.1	Types d'adduction . . . . .	52
5.2	Critères de choix du tracé . . . . .	53
5.3	Matériaux envisageables pour les conduites . . . . .	54
5.3.1	Acier . . . . .	54
5.3.2	Fonte ductile . . . . .	54
5.3.3	Le polyéthylène à haute densité PEHD . . . . .	55

5.3.4	Le polyester Renforcé aux fibres de Verre PRV . . . . .	56
5.4	Accessibilité et surveillance . . . . .	57
5.5	Équipements . . . . .	57
5.5.1	Ventouses . . . . .	57
5.5.2	Vidanges . . . . .	58
5.5.3	Vannes de sectionnements . . . . .	58
5.6	Paramètres de calcul hydraulique . . . . .	58
5.6.1	Vitesse de l'eau . . . . .	58
5.6.2	Rugosité des tuyaux . . . . .	58
5.7	Dimensionnement des conduites d'adduction . . . . .	59
5.7.1	Dimensionnement de la conduite d'adduction 1 . . . . .	59
5.7.2	Dimensionnement de la conduite d'adduction 2 . . . . .	64
5.7.3	Dimensionnement de la conduite d'adduction gravitaire . . . . .	67
5.8	Conclusion du chapitre . . . . .	68
<b>6</b>	<b>Station de pompage</b> . . . . .	<b>69</b>
6.1	Généralités . . . . .	70
6.1.1	Une bache de reprise . . . . .	70
6.1.2	Une salle des pompes . . . . .	70
6.1.3	Zone de plein-pied . . . . .	70
6.1.4	Génie civil . . . . .	70
6.2	Principes de conception . . . . .	70
6.2.1	Aspiration . . . . .	71
6.2.2	Refoulement . . . . .	71
6.2.3	Secours . . . . .	71
6.2.4	Régulation . . . . .	72
6.2.5	Protection anti-bélier . . . . .	72
6.2.6	Raccordement électrique . . . . .	72
6.2.7	Tension d'alimentation des groupes électropompes . . . . .	72
6.2.8	Puissances auxiliaires . . . . .	72
6.3	Principes de sélection des pompes . . . . .	72
6.3.1	Choix du type de pompe . . . . .	72
6.3.2	Couplage des pompes . . . . .	73
6.3.3	Choix du nombre de pompes . . . . .	73
6.4	Choix des pompes de la station de pompage SP1 . . . . .	73
6.4.1	Caractéristiques du moteur . . . . .	75
6.4.2	Point de fonctionnement des pompes . . . . .	76
6.4.3	Modes de réglage . . . . .	77
6.4.4	Réglage des pompes de la station SP1 . . . . .	78
6.4.5	Étude de la cavitation . . . . .	81
6.4.6	Calage des pompes . . . . .	83
6.5	Choix des pompes de la station de pompage SP2 . . . . .	84
6.5.1	Caractéristiques du moteur . . . . .	85
6.5.2	Point de fonctionnement des pompes . . . . .	86
6.5.3	Réglage des pompes de la station SP2 . . . . .	87
6.5.4	Étude de la cavitation . . . . .	89
6.5.5	Calage des pompes . . . . .	91

6.6	Conclusion du chapitre . . . . .	91
<b>7</b>	<b>Protection des conduites contre le coup de bélier</b>	<b>92</b>
7.1	Causes d'apparition des coups de bélier . . . . .	93
7.2	Domages causés par les coups de bélier . . . . .	93
7.2.1	Augmentations de pression . . . . .	93
7.2.2	Baisses de pression . . . . .	93
7.3	Méthode de lutte contre le coup de bélier . . . . .	94
7.3.1	Les ballons anti-bélier . . . . .	94
7.3.2	Les cheminées d'équilibre . . . . .	94
7.3.3	Les ARAA (Cheminées ballon) . . . . .	94
7.3.4	Les dispositifs d'entrée d'air . . . . .	95
7.3.5	Les soupapes anti-bélier . . . . .	95
7.3.6	L'aspiration auxiliaire . . . . .	95
7.3.7	Les volants d'inertie . . . . .	95
7.4	Conduite d'adduction 1 . . . . .	96
7.4.1	Objectifs de l'étude anti-bélier . . . . .	96
7.4.2	Scénarios modélisés . . . . .	98
7.4.3	Interprétation . . . . .	102
7.5	Conduite d'adduction 2 . . . . .	103
7.5.1	Scénarios modélisés . . . . .	105
7.5.2	Interprétation . . . . .	109
7.6	Conclusion du chapitre . . . . .	109
<b>8</b>	<b>Réseau de distribution</b>	<b>110</b>
8.1	Généralités . . . . .	111
8.1.1	Principes de tracé d'un réseau . . . . .	112
8.2	Dimensionnement du réseau . . . . .	113
8.2.1	Cas de pointe . . . . .	118
8.2.2	Cas de pointe plus incendie . . . . .	123
8.3	Conclusion du chapitre . . . . .	128
<b>9</b>	<b>Organisation de chantier</b>	<b>129</b>
9.1	Estimation des volumes des travaux . . . . .	130
9.1.1	Calcul des volumes pour l'adduction . . . . .	130
9.1.2	Calcul des volumes pour la distribution . . . . .	132
9.1.3	Calcul des volumes des stations pompage . . . . .	133
9.1.4	Calcul des volumes pour le réservoir . . . . .	138
9.2	Devis estimatif du projet . . . . .	142
9.3	Temps de réalisation du projet . . . . .	144
9.3.1	Temps de réalisation de l'adduction . . . . .	145
9.3.2	Temps de réalisation du réseau de distribution . . . . .	145
9.3.3	Temps de réalisation des stations de pompage . . . . .	147
9.3.4	Temps de réalisation du réservoir . . . . .	148
9.4	Conclusion du chapitre . . . . .	149
	<b>Conclusion générale</b>	<b>150</b>



# Liste des tableaux

1.1	Températures moyennes mensuelles des douars d'El Oudj . . . . .	15
1.2	Précipitations moyennes annuelles des douars d'El Oudj . . . . .	15
1.3	Taux d'humidité moyens mensuels des douars d'El Oudj . . . . .	16
1.4	Vitesses du vent moyennes mensuelles des douars d'El Oudj . . . . .	17
1.5	Populations des douars d'El Oudj . . . . .	18
1.6	Répartition des équipements dans les douars d'El Oudj . . . . .	19
2.1	Estimation de la population sur divers horizon des douars d'El Oudj . . . . .	22
2.2	Estimation des débits domestiques à l'horizon 2050 . . . . .	23
2.3	Débits des équipements administratifs de la zone d'étude . . . . .	23
2.4	Débits des équipements éducatifs de la zone d'étude . . . . .	24
2.5	Débits des équipements éducatifs des localités voisines d'El Oudj . . . . .	24
2.6	Débits des équipements sociaux de la zone d'étude . . . . .	25
2.7	Débits des équipements sociaux des localités voisines d'El Oudj . . . . .	25
2.8	Tableau récapitulatifs des débits de la zone d'étude . . . . .	25
2.9	Tableau récapitulatifs des localités voisines d'El Oudj . . . . .	26
2.10	Tableau récapitulatifs . . . . .	26
2.11	Débits maximales journaliers . . . . .	27
2.12	Débits minimales journaliers . . . . .	28
2.13	$\beta$ max en fonction du nombre d'habitants . . . . .	29
2.14	$\beta$ min en fonction du nombre d'habitants . . . . .	29
2.15	Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants . . . . .	30
2.16	Débit maximum horaire à l'horizon 2050 . . . . .	31
3.1	Détermination de la capacité de stockage d'El Oudj . . . . .	38
3.2	Détermination de la capacité de stockage des localités voisines à El Oudj . . . . .	40
4.1	Comparaison financière entre deux variantes d'adduction . . . . .	49
5.1	Calcul théorique du diamètre de la conduite d'adduction 1 . . . . .	60
5.2	Estimation HMT en fonction du diamètre de la conduite d'adduction 1 . . . . .	61
5.3	Estimation $F_{exp}$ en fonction du diamètre de la conduite d'adduction 1 . . . . .	62
5.4	Estimation $F_{am}$ en fonction du diamètre de la conduite d'adduction 1 . . . . .	62
5.5	Prix total de la conduite d'adduction 1 en fonction du diamètre . . . . .	63
5.6	Calcul théorique du diamètre de la conduite d'adduction 2 . . . . .	65
5.7	Estimation HMT en fonction du diamètre de la conduite d'adduction 2 . . . . .	65
5.8	Estimation $F_{exp}$ en fonction du diamètre de la conduite d'adduction 2 . . . . .	66
5.9	Estimation $F_{am}$ en fonction du diamètre de la conduite d'adduction 2 . . . . .	66

5.10	Prix total de la conduite d'adduction 2 en fonction du diamètre . . . . .	66
5.11	Caractéristiques des conduites de refoulement . . . . .	68
6.1	Caractéristiques de la conduite alimentée par SP1 . . . . .	73
6.2	Exposition des variantes de pompe pour la station de pompage 1 . . . . .	74
6.3	Caractéristiques du moteur . . . . .	75
6.4	Calcul de Hc en fonction du débit . . . . .	76
6.5	Pression atmosphérique en fonction de la cote . . . . .	81
6.6	Pression de vapeur en fonction de la température . . . . .	82
6.7	Caractéristiques de la conduite alimentée par SP2 . . . . .	84
6.8	Exposition des variantes de pompe pour la station de pompage 2 . . . . .	84
6.9	Caractéristiques du moteur . . . . .	85
6.10	Calcul de Hc en fonction du débit . . . . .	86
6.11	Pression atmosphérique en fonction de la cote . . . . .	89
6.12	Pression de vapeur en fonction de la température . . . . .	89
7.1	Pression extrême aux noeuds sans protection . . . . .	99
7.2	Dispositif de protection . . . . .	100
7.3	Pression extrême aux noeuds après protection . . . . .	101
7.4	Pression extrême aux noeuds sans protection . . . . .	106
7.5	Pression extrême aux noeuds après protection . . . . .	108
8.1	Données relatives aux deux zones . . . . .	114
8.2	Estimation des débits noeuds pour la zone 1 . . . . .	115
8.3	Estimation des débits noeuds pour la zone 2 . . . . .	116
8.4	États des noeuds de la zone 1 pour le cas de pointe . . . . .	119
8.5	États des arcs de la zone 1 pour le cas de pointe . . . . .	120
8.6	États des noeuds de la zone 2 pour le cas de pointe . . . . .	121
8.7	États des arcs de la zone 2 pour le cas de pointe . . . . .	122
8.8	États des noeuds de la zone 1 pour le cas de pointe plus incendie . . . . .	124
8.9	États des arcs de la zone 1 pour le cas de pointe plus incendie . . . . .	125
8.10	États des noeuds de la zone 2 pour le cas de pointe plus incendie . . . . .	126
8.11	États des arcs de la zone 2 pour le cas de pointe plus incendie . . . . .	127
9.1	Volumes des travaux de l'adduction . . . . .	131
9.2	Récapitulatif des volumes des travaux de l'adduction . . . . .	132
9.3	Volumes des travaux de la distribution . . . . .	132
9.4	Récapitulatif des volumes des travaux de la distribution . . . . .	132
9.5	Hauteur du bâtiment de la station de pompage . . . . .	133
9.6	Longueur du bâtiment de la station de pompage . . . . .	134
9.7	Largeur du bâtiment de la station de pompage . . . . .	134
9.8	Dimensions des bâtiments des stations de pompage . . . . .	134
9.9	Volumes du béton armé des deux stations de pompage . . . . .	137
9.10	Volumes des travaux des deux stations de pompage . . . . .	138
9.11	Récapitulation des différents volumes du pompage . . . . .	138
9.12	Volumes du béton armé . . . . .	140
9.13	Volumes du béton armé la chambre de manoeuvre . . . . .	140
9.14	Volumes des travaux du réservoir . . . . .	141

9.15	Devis des travaux de l'adduction . . . . .	142
9.16	Devis des travaux du pompage . . . . .	142
9.17	Devis des travaux de la distribution . . . . .	143
9.18	Devis des travaux du réservoir et des baches . . . . .	143
9.19	Durée des opérations pour l'adduction . . . . .	145
9.20	Durée des opérations pour la distribution . . . . .	146
9.21	Durée des opérations pour les stations de pompage . . . . .	147
9.22	Durée de réalisation du réservoir . . . . .	149
9.23	Coefficients et exposants de la perte de charge . . . . .	153
9.24	Devis tube PEHD du groupe CHIALI . . . . .	153

# Table des figures

1.1	Situation géographique de la zone d'étude . . . . .	13
1.2	Situation topographique de la zone d'étude . . . . .	14
1.3	Graphe représentant les températures moyennes mensuelles . . . . .	15
1.4	Graphe représentant les précipitations moyennes annuelles . . . . .	16
1.5	Graphe représentant les taux d'humidité moyens mensuels . . . . .	17
1.6	Graphe représentant les vitesses du vent moyennes mensuelles . . . . .	18
2.1	Histogramme de la consommation . . . . .	32
2.2	Graphe représentant la courbe de consommation . . . . .	32
4.1	Variante n°1 du système d'adduction . . . . .	44
4.2	Variante n°2 du système d'adduction . . . . .	46
4.3	Comparaison financière entre deux variantes d'adduction . . . . .	50
5.1	Types d'adduction . . . . .	53
5.2	Structure d'une conduite en PRV . . . . .	56
5.3	Partie 1 de l'adduction des localités d'El Oudj . . . . .	59
5.4	Courbe optimale pour choix du diamètre économique . . . . .	63
5.5	Partie 2 de l'adduction des localités d'El Oudj . . . . .	64
5.6	Courbe optimale pour choix du diamètre économique . . . . .	67
6.1	Courbes caractéristiques des pompes de SP1 . . . . .	75
6.2	Courbe caractéristique de la conduite . . . . .	77
6.3	Courbe caractéristique des pompes de SP1 après réglage . . . . .	80
6.4	Courbes caractéristiques des pompes de SP2 . . . . .	85
6.5	Courbe caractéristique de la conduite . . . . .	87
6.6	Courbe caractéristique des pompes de SP2 après réglage . . . . .	88
7.1	Profil en long et piézométrique de l'adduction 1 . . . . .	97
7.2	Ligne piézométrique et volume d'air de l'adduction 1 sans protection . . . . .	100
7.3	Ligne piézométrique et volume d'air de l'adduction 1 avec protection . . . . .	102
7.4	Profil en long et piézométrique de l'adduction 2 . . . . .	104
7.5	Ligne piézométrique et volume d'air de l'adduction 2 sans protection . . . . .	107
7.6	Ligne piézométrique et volume d'air de l'adduction 2 avec protection . . . . .	109
8.1	Représentation du réseau de distribution . . . . .	112
8.2	Simulation du cas de pointe après correction des diamètres . . . . .	118
8.3	Simulation du cas de pointe plus incendie . . . . .	123

9.1	Diagramme de GANTT pour l'adduction . . . . .	145
9.2	Diagramme de GANTT pour la distribution . . . . .	146
9.3	Diagramme de GANTT pour le pompage . . . . .	148
9.4	Diagramme de GANTT pour le réservoir . . . . .	149
9.5	Recensement des localités de yellel . . . . .	154

# Introduction générale

Aujourd'hui, nous n'entendons plus parler de la ressource en eau comme étant très précieuse pour nos vies, en raison de sa disponibilité dans la plupart de nos foyers, mais pour de nombreuses personnes, l'eau du robinet a toujours représenté et représente encore un luxe à vivre.

Malgré l'indispensabilité de cette ressource dans la vie de chaque être vivant et en particulier de l'être humain, qui en a besoin pour son alimentation, pour sa santé ainsi que dans la plupart de ses activités quotidiennes, les statistiques sont encore très décevantes car 780 millions de personnes n'ont pas accès à l'eau potable, soit 1 personne sur 10 sur la planète selon le site du journal 'World Vision'.

En Algérie aussi, de nombreuses régions surnommées les régions de l'ombre n'ont pas du tout accès à l'eau potable, mais depuis peu, des efforts et des moyens sont mis en place pour alimenter ces régions en eau potable.

Pour notre cas d'étude, les localités ou 'Douars' d'El Oudj situées dans le Nord-Ouest algérien font partie de ces régions d'ombre.

Où il a été décidé de projeter un réseau d'adduction et un réseau de distribution donnant accès à l'eau à 5 localités de cette région.

Notre projet consiste en la projection de tout un système d'approvisionnement en eau potable de l'adduction à la distribution et ce bien sûr en obéissant à l'aspect technico-économique de l'étude.

Ce travail a été réparti en 9 chapitres, partant de la définition de la zone d'étude au chapitre 1, puis la détermination des besoins en eau de la région au deuxième chapitre, en passant au chapitre 3 on a vérifié la capacité des réservoirs existants ainsi que le dimensionnement du réservoir à projeter, au chapitre 4 on a opté pour une variante après en avoir proposé 2.

Dès le chapitre 5, on a entamé le dimensionnement de l'adduction ainsi des stations de pompage au chapitre 6, tout en protégeant les canalisations contre le phénomène du coup de bélier au chapitre 7.

Puis, dans le 8ème chapitre, on a dimensionné le réseau de distribution alimentant notre agglomération.

A la fin, le travail s'est clôturé au 9ème chapitre par une estimation du devis quantitative et qualitative du projet ainsi que de sa durée de réalisation.

# **Chapitre 1**

## **Présentation de la zone d'étude**

Dans ce chapitre, on présentera notre zone d'étude en exposant sa situation géographique, climatique, démographique et hydraulique. Ceci permettra de prendre en considération tous les paramètres nécessaires pour un meilleur dimensionnement du système d'alimentation en eau potable à projeter.

## 1.1 Situation géographique et topographique

La commune de Yellel, d'une superficie totale de  $116,47 \text{ km}^2$ , est située dans la wilaya de Relizane, dans la région ouest du nord de l'Algérie.

Les douars d'El Oudj sont situés dans la zone nord-ouest du chef-lieu de la commune de Yellel avec les coordonnées  $35^\circ 46' 48''$  de latitude nord et  $0^\circ 20' 24''$  de longitude est en se situant sur une altitude de 149m, et sont délimités au sud par la route nationale Est-Ouest (voir carte de localisation ci-dessous).



FIGURE 1.1 – Situation géographique de la zone d'étude

El Oudj est composé principalement de cinq douars : El Oudj, Ouled Ali, Houadria, Bouachia et Slannia comme le montre la carte suivante :

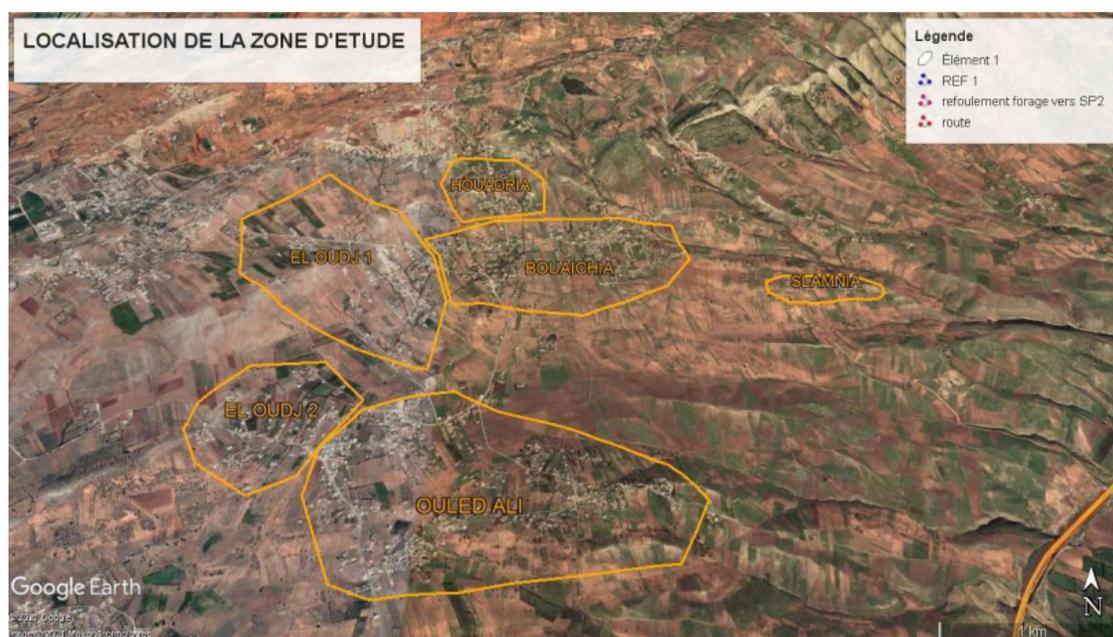


FIGURE 1.2 – Situation topographique de la zone d'étude

## 1.2 Situation climatique

Les données climatiques constituent une partie importante de la description d'une zone d'étude où elles comprennent les précipitations, la température, la vitesse du vent et l'humidité.

Ces données sont fournies par l'Agence Nationale des Ressources en Eau (ANRH).

### 1.2.1 Climat

Le climat prédominant est le climat semi-aride sec et chaud, selon la classification de Köppen

### 1.2.2 Températures

La température de la région moyenne mensuelle oscille entre 6°C au mois de janvier et 27°C au mois d'août.

## CHAPITRE 1

TABLE 1.1 – Températures moyennes mensuelles des douars d’El Oudj

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout
<b>Tmoy (°C)</b>	22	16	11	7	6	8	10	13	17	21	26	27

(Source ANRH 2018)

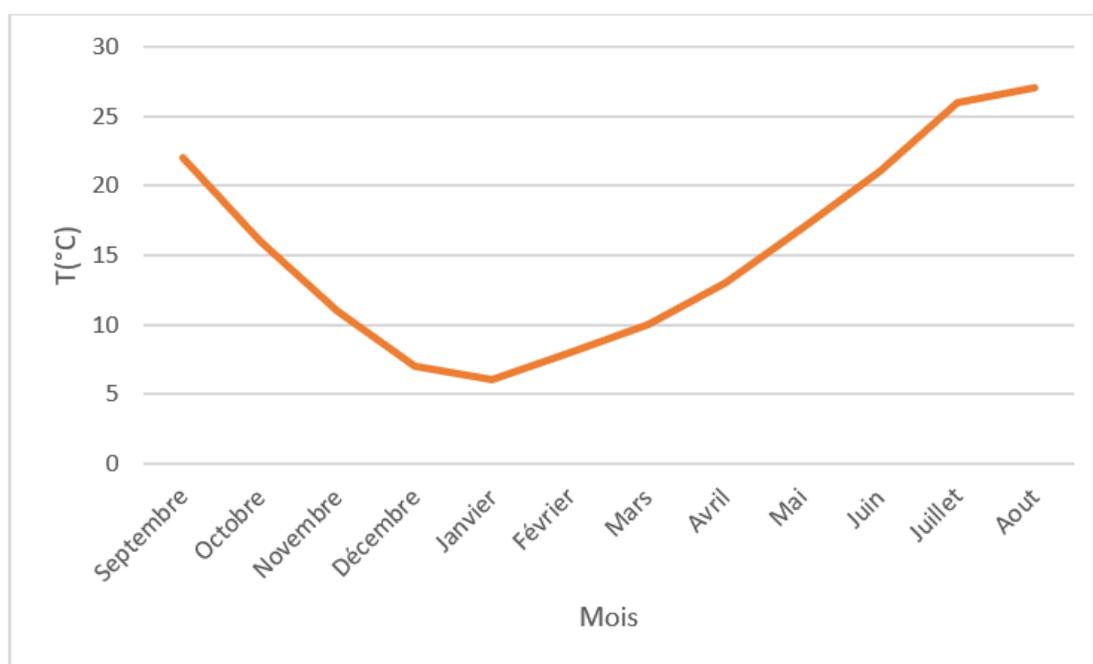


FIGURE 1.3 – Graphe représentant les températures moyennes mensuelles

### 1.2.3 Précipitations

Les précipitations moyennes annuelles varient autour de 300 mm sur la période de 2006 à 2017, avec un maximum de 382,7 mm en 2011 et un minimum de 195 mm en 2013.

TABLE 1.2 – Précipitations moyennes annuelles des douars d’El Oudj

Année	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017
<b>Pmoy (mm)</b>	373.9	315.1	289	318.8	312.5	382.7	340	195	351.3	360.2	259.6	233.8

(Source ANRH 2018)

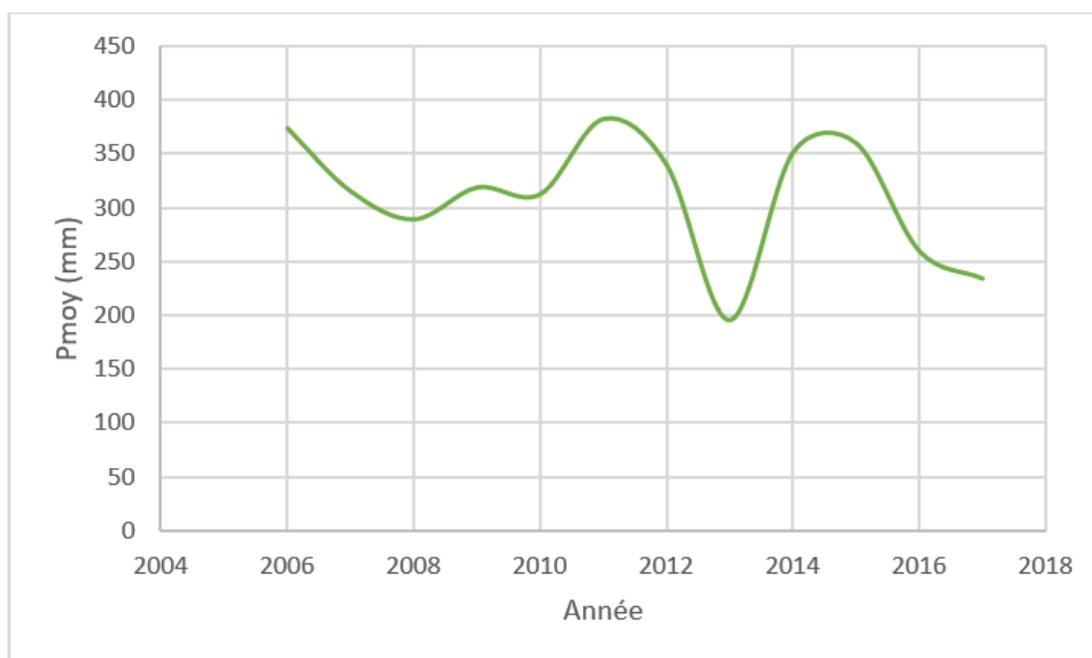


FIGURE 1.4 – Graphe représentant les précipitations moyennes annuelles

### 1.2.4 Humidité

On remarque que le taux d’humidité dépasse les 60 % tout au long de l’année ce qui implique que la région est très humide.

TABLE 1.3 – Taux d’humidité moyens mensuels des douars d’El Oudj

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
Taux d’humidité	66.7	68	69.1	69.7	69.4	67.7	66.6	65.6	66.2	63.6	62	64.1

(Source ANRH)

On peut également distinguer que les taux d’humidité sont très voisins pour tous les mois de l’année.

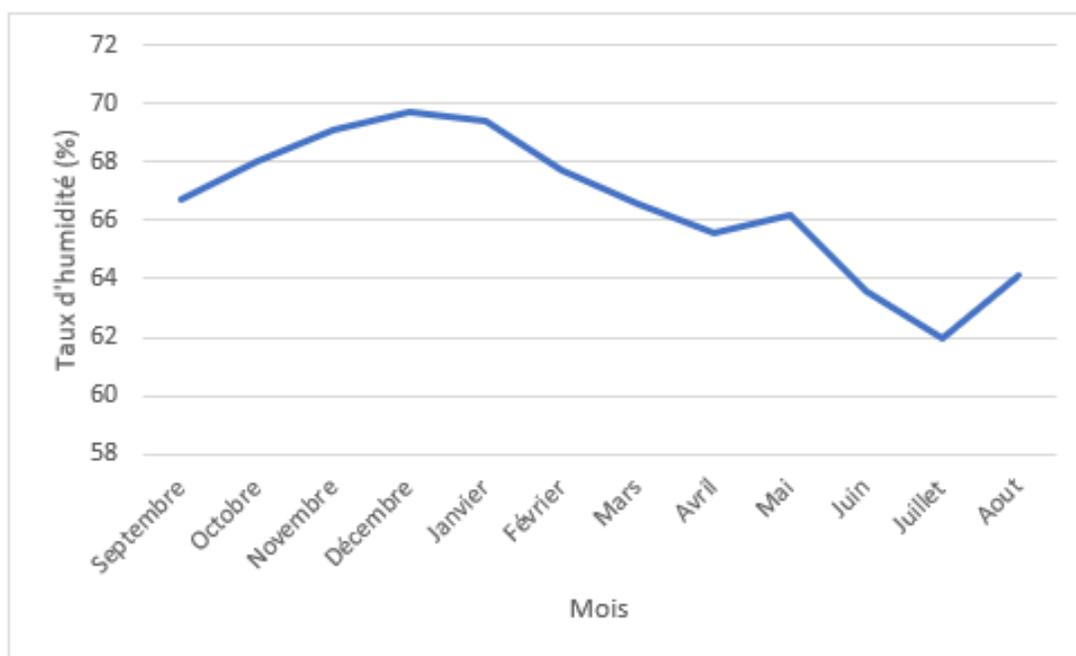


FIGURE 1.5 – Graphe représentant les taux d'humidité moyens mensuels

### 1.2.5 Vent

Les vitesses du vent ont été mesurées à 2m de la surface..

TABLE 1.4 – Vitesses du vent moyennes mensuelles des douars d'El Oudj

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août
Vitesse vent (m/s)	1.7	1.8	1.8	1.7	1.6	2.1	2	2.2	2.1	2.2	2.2	2

A partir de ces valeurs, nous avons constaté que la vitesse du vent varie entre 1,6 m/s et 2,2 m/s avec des valeurs très proches pour tous les mois de l'année.

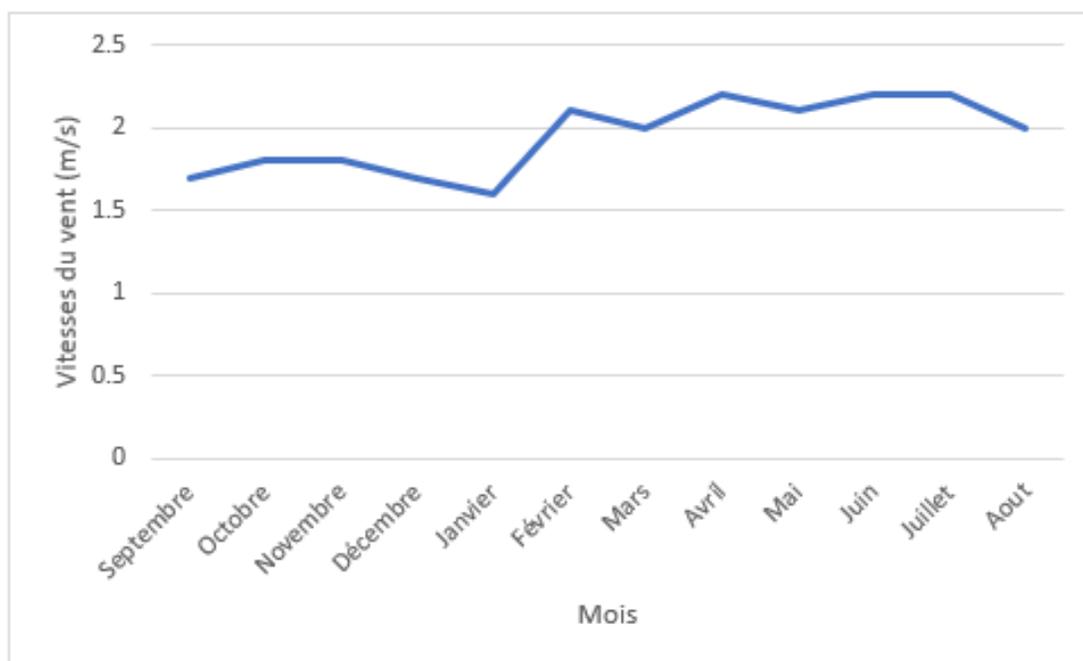


FIGURE 1.6 – Graphe représentant les vitesses du vent moyennes mensuelles

### 1.3 Situation démographique

Selon le recensement établi en 2020, le nombre total d'habitants des douars d'El Oudj est de 5766 habitants (APC, 2020).

TABLE 1.5 – Populations des douars d'El Oudj

Agglomérations	El Oudj	Ouled Ali	Houadria	Bouachia	Slamnia	Total
Populations	2 195	1 127	1 301	953	190	5 766

### 1.4 Situation hydraulique

- Alimentation en eau potable :** Les douars d'El Oudj sont alimentés actuellement par deux forages.  
 Le réseau de distribution existant est constitué d'acier et n'alimente que 2 localités qui sont El Oudj et Ouled Ali.  
 Les deux localités sont alimentés par deux réservoirs de 500  $m^3$  chacun.
- Assainissement :** Il n'y a pas de système d'égouts (réseau d'assainissement), les habitants utilisent des fosses septiques ou des puits perdus.

## 1.5 Situation socio-économique

- Structure administrative :
  - Une Annexe d’APC (1).
- Structure éducative :
  - Quatre écoles (4).
  - Un CEM (1).
- Structure sociale :
  - Cinq mosquées (5).
  - Une clinique (1).
  - Un centre de santé (1)

Et qui sont répartis comme suivant :

TABLE 1.6 – Répartition des équipements dans les douars d’El Oudj

Agglomérations	Équipements administratifs	Équipements éducatifs	Équipements sociaux
El Oudj	/	1 École + 1 CEM	1 Mosquée + 1 Clinique
Ouled Ali	/	1 École	2 Mosquées
Houadria	1 Annexe APC	1 École	1 Mosquée + 1 Centre de santé
Bouachia	/	1 École	1 Mosquée
Slamnia	/	/	/

## 1.6 Conclusion du chapitre

Au cours du chapitre précédent, on a connu les différents paramètres qualifiant notre zone d’étude qui permettent de bien connaître la zone d’étude afin de prendre les bonnes décisions pour le choix des structures à projeter.

## **Chapitre 2**

# **Estimation des besoins en eaux de la population**

Dans ce chapitre, on va estimer les besoins en eau pour l'alimentation des 5 localités d'El Oudj sur un horizon d'étude de 30 ans. Le calcul des besoins en eau permettra ensuite de dimensionner les adductions, les stations de pompage, de vérifier la suffisance de la capacité de stockage disponible ainsi que le dimensionnement du réseau de distribution.

## 2.1 Estimation de la population future

La population sur différents horizons temporels est estimée par la relation d'accroissement démographique comme suit :

$$P_n = P_0(1 + \tau)^n \quad (2.1)$$

Tel que  $\tau = 2.06\%$  selon le plan national de l'eau (PNE)

Où :

$P_n$  : Population située à l'horizon prévu ;

$P_0$  : Population actuelle (2020) ;

$n$  : Nombre d'année séparant l'horizon de calcul de l'année de base ;

$\tau$  : Taux d'accroissement annuel de la population en (%) ;

**Remarque :** Les localités de Douaidia, Khouadmia, Abaidia, Bouazid, Tahamda sont pris en considération bien qu'ils soient hors de notre périmètre d'étude car elles sont alimentés à partir de notre station de pompage SP1 donc leur débit consommé influence les caractéristiques de la station de pompage ainsi que la conduite d'adduction en aval de la station.

TABLE 2.1 – Estimation de la population sur divers horizon des douars d'El Oudj

<b>Agglomérations</b>	<b>2020</b>	<b>2030</b>	<b>2040</b>	<b>2050</b>
El Oudj	2195	2691	3300	4047
Ouled Ali	1127	1382	1694	2078
Houadria	1301	1595	1956	2399
Bouachia	953	1169	1433	1757
Slamnia	190	233	286	350
<b>TOTAL 1</b>	<b>5766</b>	<b>7070</b>	<b>8669</b>	<b>10630</b>
Khouadmia	300	368	451	553
Douaidia	1800	2207	2706	3318
Abaidia	2772	3399	4168	5110
Bouazid	1699	2083	2554	3132
Tahamda	2103	2579	3162	3877
<b>TOTAL 2</b>	<b>8674</b>	<b>10636</b>	<b>13042</b>	<b>15991</b>
<b>TOTAL 1+2</b>	<b>14440</b>	<b>17706</b>	<b>21711</b>	<b>26622</b>

**Important** : Les différentes consommations seront calculées en fonction du nombre d'habitants à l'horizon 2050, c'est-à-dire avec une population égale à 26622 habitants.

## 2.2 Consommation moyenne journalière domestiques

Le débit domestique moyen journalier est exprimé en fonction du nombre d'habitants et des dotations qui représentent une norme de consommation par utilisateur, ce qui nous conduit à la relation suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{N * Dot}{1000} \quad (2.2)$$

Où :

$Q_{moyj}$  : Débit moyen journalier domestique ( $m^3/j$ );

N : Nombre d'habitants en 2050 (hab);

Dot : Dotation ( $l/j/hab$ );

Les dotations sont désignées comme suit :

- Commune rurale : considérée comme étant une agglomération de moins de 2000 hab, la dotation est estimée à 125 l/j /hab.
- Commune dont la population est supérieur à 2000 hab. on distingue :
  1. **Ville de moins de 20000 hab** : une dotation de 150 à 200 (l/j/hab)
  2. **Ville de 20000 à 100000 hab** : une dotation de 200 à 300 (l/j/hab)
  3. **Ville de plus de 100000 hab** : une dotation de 300 à 350 (l/j/hab)

Dans notre cas la population est de 26622 hab, donc on opte pour une dotation de 150 (l/j/hab).

TABLE 2.2 – Estimation des débits domestiques à l’horizon 2050

Agglomérations	Population	Dotation (l/j/hab)	Qmoyj (l/j)	Qmoyj (m3/j)
<b>El Oudj</b>	4047	150	607006	607
<b>Ouled Ali</b>	2078	150	311661	312
<b>Houadria</b>	2399	150	359779	360
<b>Bouachia</b>	1757	125	219619	220
<b>Slamnia</b>	350	125	43786	44
<b>Total 1</b>	<b>10630</b>	<b>/</b>	<b>1541850</b>	<b>1542</b>
<b>Douaidia</b>	3318	150	497772	498
<b>Khouadmia</b>	553	125	69135	69
<b>Abaidia</b>	5110	150	766569	767
<b>Bouazid</b>	3132	150	469842	470
<b>Tahamda</b>	3877	150	581564	582
<b>TOTAL 2</b>	<b>15991</b>	<b>/</b>	<b>2384882</b>	<b>2385</b>
<b>Total 1 + 2</b>	<b>26622</b>	<b>/</b>	<b>3926732</b>	<b>3927</b>

## 2.3 Consommation moyenne journalière des équipements

Selon l’ACP, les différents équipements présents dans notre zone d’étude se répartissent de la manière suivante :

### 2.3.1 Équipements administratifs

Représentées par une annexe d’APC située à Houadria et embauchant 3 employés.

TABLE 2.3 – Débits des équipements administratifs de la zone d’étude

Agglomérations	Équipements administratifs	Unité	Dotation (l/j/usagé)	Débit (l/j)	Débit (m <sup>3</sup> / j)
<b>Houadria</b>	1 Annexe APC	3	30	90	0.09

### 2.3.2 Équipements éducatifs

Les équipements éducatifs de notre étude sont composés de 4 écoles primaires et 1 CEM répartis dans les différentes localités.

TABLE 2.4 – Débits des équipements éducatifs de la zone d'étude

Agglomérations	Équipements éducatifs	Unité	Dotation (l/j/usagé)	Débit (l/j)	Débit (m3/j)
El Oudj	1 École	255	30	7650	7.65
	1 CEM	351	30	10530	10.53
Ouled Ali	1 École	211	30	6330	6.33
Houadria	1 École	45	30	1350	1.35
Bouachia	1 École	45	30	1350	1.35
			<b>Total</b>	<b>27210</b>	<b>27.21</b>

TABLE 2.5 – Débits des équipements éducatifs des localités voisines d'El Oudj

Agglomérations	Équipements éducatifs	Unité	Dotation (l/j/usagé)	Débit (l/j)	Débit (m3/j)
Douaidia, Khouadmia, Abaidia, Bouazid ,Tahamda	2 Écoles	423	30	12690	12.69
	1 CEM	351	30	10530	10.53
			<b>Total</b>	<b>23220</b>	<b>23.22</b>

### 2.3.3 Équipements sociaux

Les équipements sociaux de notre zone d'étude consistent en 5 mosquées, une clinique et un centre de santé disposés dans les différentes localités. Les localités voisines de notre zone contiennent 2 mosquées.

TABLE 2.6 – Débits des équipements sociaux de la zone d'étude

Agglomérations	Équipements sociaux	Unité	Dotation (l/j/usagé)	Débit (l/j)	Débit (m3/j)
El Oudj	1 Mosquée	850	30	25500	25.5
	1 Clinique	168	40	6720	6.72
Ouled Ali	2 Mosquées	700	30	21000	21
Houadria	1 Mosquée	450	30	13500	13.5
	1 Centre de santé	3	40	120	0.12
Bouachia	1 Mosquée	450	30	13500	13.5
			<b>Total</b>	80340	80.34

TABLE 2.7 – Débits des équipements sociaux des localités voisines d'El Oudj

Agglomérations	Équipements éducatifs	Unité	Dotation (l/j/usagé)	Débit (l/j)	Débit (m3/j)
Douaidia, Khouadmia, Abaidia, Bouazid ,Tahamda	2 Mosquées	850	30	25500	25.5

## 2.4 Récapitulation des résultats

Récapitulons maintenant les résultats trouvés précédemment dans les tableaux suivants :

TABLE 2.8 – Tableau récapitulatifs des débits de la zone d'étude

	Débits (m3/j)	Débit (l/s)
<b>Qmoyj domestique 1</b>	1541.85	17.85
<b>Qmoyj eq. Administratifs 1</b>	0.09	0.001
<b>Qmoyj eq. Éducatifs 1</b>	27.21	0.31
<b>Qmoyj eq. Sociaux 1</b>	80.34	0.93
<b>Qmoyj 1</b>	1649.49	19.09
<b>Qmoyj 1 + pertes</b>	<b>2061.862</b>	<b>23.86</b>

**Important :** Le taux de pertes sera considéré comme égal à un maximum de 25% du débit moyen de la population.

TABLE 2.9 – Tableau récapitulatifs des localités voisines d'El Oudj

	Débits (m3/j)	Débit (l/s)
<b>Qmoyj domestique 2</b>	2384.88	27.60
<b>Qmoyj éq. Administratifs 2</b>	0	0
<b>Qmoyj éq. Éducatifs 2</b>	23.22	0.27
<b>Qmoyj éq. Sociaux 2</b>	25.5	0.30
<b>Qmoyj 2</b>	2433.60	28.17
<b>Qmoyj 2 + pertes</b>	<b>3042.003</b>	<b>35.21</b>

TABLE 2.10 – Tableau récapitulatifs

	Débits (m3/j)	Débit (l/s)
<b>Qmoyj 1 + pertes</b>	2061.86	23.86
<b>Qmoyj 2 + pertes</b>	3042.003	35.21
<b>Qmoyj total</b>	<b>5103.86</b>	<b>59.07</b>

**Explications :**

- Les débits Qmoyj 1 sont les débits de notre zone d'étude : El Oudj, Ouled Ali, Houadria, Bouachia, Slamnia.
- Les débits Qmoyj 2 sont les débits des localités voisines aux localités d'El Oudj c'est à dire Douaidia, Khouadmia, Abaidia, Bouazid, Tahamda.
- Le débit total Qmoyj est le débit total des deux zones combinées pour nous permettre de dimensionner la station de pompage SP1 et la conduite de refoulement entre SP1 et SP2.

## 2.5 Consommations maximale et minimale journalières

### 2.5.1 Débit maximal journalier

En raison de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, cette dernière doit être prise en compte en déterminant le coefficient  $K_{maxj}$ , qui reflète l'écart entre le débit journalier maximum et le débit journalier moyen.

Pour notre étude, nous considérons  $K_{maxj} = 1.3$  car nous sommes dans le cas d'une petite agglomération.

Passons maintenant au calcul du débit maximal journalier qui est calculer par la formule suivante :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} * K_{maxj} \dots (m^3 / j) \quad (2.3)$$

Tel que :

$Q_{moyj 1}$  : Débit moyen journalier de la zone d'étude ( $m^3 / j$ );

$Q_{maxj 1}$  : Débit maximal journalier de la zone d'étude ( $m^3 / j$ );

$Q_{moyj 2}$  : Débit moyen journalier des localités voisines ( $m^3 / j$ );

$Q_{maxj 2}$  : Débit maximal journalier des localités voisines ( $m^3 / j$ );

$Q_{moyj total}$  : Débit moyen journalier total ( $m^3 / j$ );

$Q_{maxj total}$  : Débit maximal journalier total ( $m^3 / j$ );

$K_{maxj}$  : Coefficient d'irrégularité maximale journalière;

On a trouvé :

TABLE 2.11 – Débits maximales journaliers

	Débits (m3/j)	Débit (l/s)
<b>Qmaxj 1</b>	2680.42	31.02
<b>Qmaxj 2</b>	3954.60	45.77
<b>Qmaxj Total</b>	6635.02	76.79

### 2.5.2 Débit minimal journalier

Nous estimons le coefficient d'irrigation minimal journalier  $K_{minj} = 0.9$ , puis nous calculons le débit minimal journalier par la relation suivante :

$$Q_{minj} = Q_{moyj} * K_{minj} \dots (m^3 / j) \quad (2.4)$$

$Q_{minj 1}$  : Débit minimal journalier de la zone d'étude ( $m^3 / j$ );

$Q_{minj 2}$  : Débit minimal journalier des localités voisines ( $m^3 / j$ );

$Q_{minj Total}$  : Débit minimal journalier total ( $m^3 / j$ );

$K_{minj}$  : Coefficient d'irrégularité minimale journalière;

On a trouvé :

TABLE 2.12 – Débits minimaux journaliers

	Débits (m <sup>3</sup> /j)	Débit (l/s)
<b>Qminj 1</b>	1855.68	21.48
<b>Qminj 2</b>	2737.80	31.69
<b>Qminj Total</b>	4593.48	53.17

## 2.6 Calcul du débit moyen horaire

**Remarque :** Nous ne calculerons que le débit moyen horaire de notre zone d'étude car nous ne dimensionnerons que le réseau de distribution des localités d'El Oudj et le débit nécessaire aux localités voisines a été dirigé vers le stockage de ces dernières avant la station de pompage SP2.

Le débit moyen horaire représente une répartition moyenne du débit maximal journalier sur les 24 heures de la journée. Il est calculé par la relation suivante

$$Q_{moyh} = \frac{Q_{maxj1}}{24} \dots (m^3/h) \quad (2.5)$$

On a trouvé :

$$Q_{moyh} = 111.68 \text{ m}^3/h$$

## 2.7 Calcul des débits maximal et minimal horaire

Nous nous contenterons de calculer les débits horaires maximales et minimales de notre zone d'étude car nous ne dimensionnerons que le réseau de distribution des localités d'El Oudj.

### 2.7.1 Méthode 1

#### Débit maximal horaire

Il s'agit du débit nécessaire pendant l'heure de la journée où la consommation est maximale.

Il faut d'abord calculer le coefficient d'irrégularité maximale horaire  $K_{maxh}$ , qui représente l'augmentation de la consommation horaire de la journée. Il est calculé par la relation suivante :

$$K_{maxh} = \alpha_{max} * \beta_{max} \quad (2.6)$$

Tel que :

$\alpha_{max}$  : Coefficient qui considère le confort des équipements de l'agglomération et le régime de travail, dépend du niveau de développement local

Pour notre cas, on considère :  $\alpha_{max} = 1.2$

$\beta \text{ max}$  : Coefficient étroitement dépendant de la croissance démographique comme indiqué dans le tableau ci-dessous

TABLE 2.13 –  $\beta \text{ max}$  en fonction du nombre d’habitants

Habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	1 000 000
$\beta \text{ max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1

Pour notre étude :  $\beta \text{ max} = 1.2$

Donc on trouve :

$$K \text{ max}h = 1.44$$

On calcul maintenant  $Q \text{ max}h$  :

$$Q \text{ max}h = Q \text{ moy}h * K \text{ max}h \dots (m^3/h) \tag{2.7}$$

Ce qui nous donne :

$$Q \text{ max}h = 160.83 \text{ m}^3/h$$

### Débit minimal horaire

Il s’agit du débit nécessaire pendant l’heure de la journée où la consommation est minimale.

On commence par le calcul du coefficient d’irrégularité minimale horaire  $K \text{ min}h$  :

$$K \text{ min}h = \alpha \text{ min} * \beta \text{ min} \tag{2.8}$$

Tel que :

$\alpha \text{ min}$  : Coefficient qui considère le confort des équipements de l’agglomération et le régime de travail, dépend du niveau de développement local

Pour notre cas, on considère :  $\alpha \text{ min} = 0.5$

$\beta \text{ min}$  : Coefficient étroitement dépendant de la croissance démographique comme indiqué dans le tableau ci-dessous

TABLE 2.14 –  $\beta \text{ min}$  en fonction du nombre d’habitants

Habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	1 000 000
$\beta \text{ min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	1

Pour notre cas, on considère :  $\beta \text{ min} = 0.5$

Donc on trouve :

$$K \text{ min}h = 0,25$$

On calcul maintenant  $Q \text{ min}h$  :

$$Q \text{ min}h = Q \text{ moy}h * K \text{ min}h \dots (m^3/h) \tag{2.9}$$

Ce qui nous donne :

$$Q \text{ min}h = 27.92 \text{ m}^3/h$$

## 2.7.2 Méthode 2

Cette méthode consiste à calculer les débits horaires en fonction des coefficients horaires qui dépendent de la population comme indiqué dans le tableau ci-dessous

TABLE 2.15 – Répartition des débits horaires en fonction du nombre d’habitants

Heures	Nombre d’habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

## CHAPITRE 2

Dans notre cas la population est de 26622 habitants donc on prend :

TABLE 2.16 – Débit maximum horaire à l'horizon 2050

<b>Horaire</b>	<b>Consommations horaires</b>		<b>Consommations cumulées</b>		
	<b>h</b>	<b>%</b>	<b>(m3/h)</b>	<b>%</b>	<b>(m3/h)</b>
<b>0-1</b>		1.5	40.21	1.5	40.21
<b>1-2</b>		1.5	40.21	3	80.41
<b>2-3</b>		1.5	40.21	4.5	120.62
<b>3-4</b>		1.5	40.21	6	160.83
<b>4-5</b>		2.5	67.01	8.5	227.84
<b>5-6</b>		3.5	93.81	12	321.65
<b>6-7</b>		4.5	120.62	16.5	442.27
<b>7-8</b>		5.5	147.42	22	589.69
<b>8-9</b>		6.25	167.53	28.25	757.22
<b>9-10</b>		6.25	167.53	34.5	924.74
<b>10-11</b>		6.25	167.53	40.75	1092.27
<b>11-12</b>		6.25	167.53	47	1259.80
<b>12-13</b>		5	134.02	52	1393.82
<b>13-14</b>		5	134.02	57	1527.84
<b>14-15</b>		5.5	147.42	62.5	1675.26
<b>15-16</b>		6	160.83	68.5	1836.09
<b>16-17</b>		6	160.83	74.5	1996.91
<b>17-18</b>		5.5	147.42	80	2144.34
<b>18-19</b>		5	134.02	85	2278.36
<b>19-20</b>		4.5	120.62	89.5	2398.98
<b>20-21</b>		4	107.22	93.5	2506.19
<b>21-22</b>		3	80.41	96.5	2586.61
<b>22-23</b>		2	53.61	98.5	2640.21
<b>23-24</b>		1.5	40.21	100	2680.42
	<b>Qmaxh (m3/h)</b>	<b>167.53</b>	<b>Qmaxh (l/s)</b>	<b>46.54</b>	
	<b>Qminh (m3/h)</b>	<b>40.21</b>	<b>Qminh (l/s)</b>	<b>11.17</b>	

## CHAPITRE 2

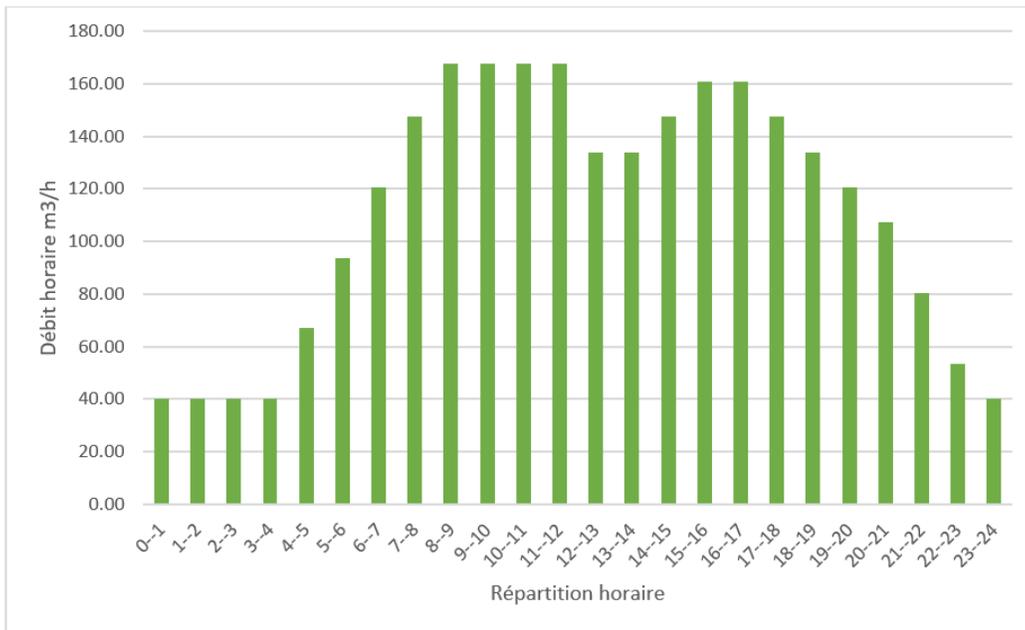


FIGURE 2.1 – Histogramme de la consommation

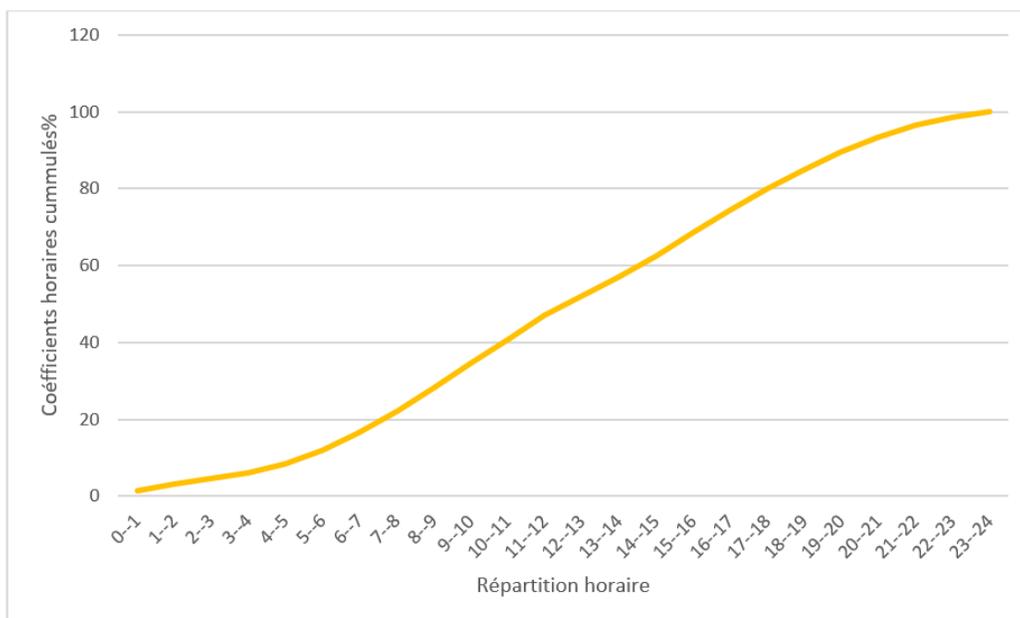


FIGURE 2.2 – Graphe représentant la courbe de consommation

## 2.8 Interprétation

On considère le débit maximal horaire ainsi obtenu par la méthode 2 comme le débit de pointe nécessaire au dimensionnement de notre réseau et des ouvrages annexes.

$$Q_{\max h} = 167.53 \text{ m}^3 / h = 46.54 \text{ l/s}$$

## 2.9 Conclusion du chapitre

Plus tôt dans ce chapitre on a estimé les besoins en eau à horizon 2050, le calcul a été fait en deux étapes, la première en calculant le débit journalier maximum des localités d'El Oudj et des localités voisines nécessaire pour le dimensionnement de l'adduction qui est de  $(6635.02 \text{ m}^3 / j)$ , puis dans la deuxième étape on s'est concentré sur l'estimation du débit horaire maximum pour les douars d'El Oudj afin de dimensionner le réseau de distribution qui est estimé à  $(167.53 \text{ m}^3 / h)$ .

## **Chapitre 3**

# **Réservoir et capacité de stockage**

Les réservoirs d'eau potable représentent un maillon essentiel dans les systèmes de distribution d'eau potable.

La conception d'un réservoir d'eau potable doit viser à assurer la stabilité et la durabilité de la structure et la qualité de l'eau traitée et stockée.

### 3.1 Généralités

#### 3.1.1 Rôles des réservoirs de stockage

- Alimenter la population,
- Maintenir la pression dans le réseau,
- Optimiser le temps de pompage,
- Fournir une réserve pour les incendies,
- Fournir une réserve d'eau en cas d'urgence,
- Stocker l'eau pendant les périodes de faible consommation pour répondre aux pics de demande sans avoir à surdimensionner les installations de production.

#### 3.1.2 Type de réservoir de stockage

Les réservoirs peuvent être classés en fonction de :

##### L'installation du réservoir

- **Les réservoirs surélevés** : Ils assurent la distribution de l'eau dans les agglomérations de manière gravitaire.
- **Les réservoirs semi enterré** : si le site du réservoir est favorable pour assurer une distribution par gravité.
- **Les réservoirs enterré.**

##### La forme

- Les réservoirs circulaires
- Les réservoirs rectangulaires

##### Le type de matériaux

- Les réservoirs en béton armé.
- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en polystyrène.

En général, la forme circulaire permet un dimensionnement plus économique, tandis que la forme rectangulaire est plus facile à réaliser.

## 3.2 Emplacement du réservoir

- Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.
- Soit en altitude en réduisant le diamètre, la perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir, on obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.
- La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie, il ne faut pas oublier les extensions futures.

## 3.3 La consommation

Il est évident que la capacité de stockage dépend de la consommation, ce qui était détaillé par (BONIN 1977) comme suivant :

### 3.3.1 Les facteurs d'influence

- La taille de l'agglomération : les grandes villes consomment plus que les petites communes.
- Les caractéristiques de population : les consommations varient en fonction du type de population et ses caractéristiques socioculturelles.
- Le rythme des activités : les périodes de vacances, les périodes de foires et de manifestations influencent directement la consommation.
- Les gros consommateurs, c'est-à-dire les entreprises qui utilisent une très grande quantité d'eau pour la fabrication de leurs produits.
- La qualité de l'eau potable : avec l'amélioration des qualités organoleptiques (couleur, turbidité et goût) de l'eau sa consommation croît.
- La qualité du réseau de distribution qui influence le volume des pertes.
- Les exigences de pressions élevées qui sont parfois responsables de ruptures de conduites et donc de pertes.
- Les conditions météorologiques, notamment les périodes de grande sécheresse.

### 3.3.2 Les prévisions démographiques

Pour tenir compte de l'évolution démographique, l'ingénieur s'appuiera sur des prévisions à court (5 à 10 ans) et à moyen terme (10 à 50 ans).

Remarquons que l'incertitude augmente avec les années de prévisions.

Les sources d'information utiles sont à rechercher dans :

- Les recensements nationaux (annuaires statistiques cantonaux et fédéraux),
- Les statistiques d'immigration et d'émigration,
- Les statistiques de naissances et décès,
- Les plans d'affectations, etc.

### 3.3.3 Evaluation des consommations

La consommation par personne est différente suivant le type d'agglomération, la localisation, le type d'activité, etc.

## 3.4 Les équipements d'un réservoir de stockage

- **La cuve** : destinée à stocker l'eau provenant de la station de traitement ou du forage, son volume doit assurer la consommation quotidienne de l'agglomération.
- **La conduite d'arrivée**.
- **La conduite de départ** : conçu pour assurer l'eau dans le réseau de distribution.
- **La conduite de vidange** : permet l'évacuation de l'eau en cas de nettoyage ou d'autres travaux.
- **La conduite de trop plein** : permet l'évacuation de l'excès d'eau lorsque le réservoir est rempli.
- **Le by-pass** permet d'isoler le réservoir au moyen d'une connexion entre les conduites d'arrivée et de départ.

## 3.5 Dimensionnement des réservoirs de stockage à l'horizon 2050

### 3.5.1 Capacité de stockage d'El Oudj

La population résidente des différentes localités de notre zone d'étude est alimentée par 2 réservoirs de  $2 \times 500 \text{ m}^3$  soit une capacité totale de stockage de  $1000 \text{ m}^3$ .

Il est essentiel d'indiquer que le temps de pompage de la station de pompage SP2 vers les réservoirs d'El Oudj est de 18 heures par jour.

Comme calculé précédemment, le débit journalier maximum en 2050 est  $Q_{\max j 1} = 2680.42 \text{ m}^3 / j$ .

TABLE 3.1 – Détermination de la capacité de stockage d'El Oudj

Heures	Consommation d'eau en %	Refoulement d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	1.5	0	-	1.5	3.00
1-2	1.5	0	-	1.5	1.50
2-3	1.5	0	-	1.5	0
3-4	1.5	5.56	4.06	-	4.06
4-5	2.5	5.56	3.06	-	7.11
5-6	3.5	5.56	2.06	-	9.17
6-7	4.5	5.56	1.06	-	10.22
7-8	5.5	5.56	0.06	-	10.28
8-9	6.25	5.56	-	0.69	9.58
9-10	6.25	5.56	-	0.69	8.89
10-11	6.25	5.56	-	0.69	8.19
11-12	6.25	5.56	-	0.69	7.50
12-13	5	5.56	0.56	-	8.06
13-14	5	5.56	0.56	-	8.61
14-15	5.5	5.56	0.06	-	8.67
15-16	6	5.56	-	0.44	8.22
16-17	6	5.56	-	0.44	7.78
17-18	5.5	5.56	0.06	-	7.83
18-19	5	5.56	0.56	-	8.39
19-20	4.5	5.56	1.06	-	9.44
20-21	4	5.56	1.56	-	<b>11.00</b>
21-22	3	0	-	3	8.00
22-23	2	0	-	2	6.00
23-24	1.5	0	-	1.5	4.50

### Détermination du volume de stockage

Connaissant le régime de consommation de l'agglomération ainsi que le régime de fonctionnement de la station de pompage, la capacité du réservoir est déterminée analytiquement comme le montre le tableau ci-dessus.

$$Vu = \frac{11.00}{100} * Q_{maxj1.....}(m^3) \quad (3.1)$$

Ce qui nous donne :

$$V_u = 294.85 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_u + V_i \dots (m^3) \quad (3.2)$$

On trouve alors : (  $V_i$  : volume d'incendie tel que  $V_i = 120 \text{ m}^3$  )

$$V_t = 414.85 \text{ m}^3 \approx 415 \text{ m}^3$$

### Interprétation

Le volume de stockage requis en 2050,  $415 \text{ m}^3$ , est inférieur au volume de stockage existant d'un seul réservoir qui est de  $500 \text{ m}^3$ , ce qui signifie que la capacité de stockage existante en tenant compte les deux réservoirs qui est de  $1000 \text{ m}^3$  ( $2 \times 500$ ), est largement suffisante pour alimenter les 5 localités d'El Oudj.

Par conséquent, il n'est pas nécessaire de projeter d'autres réservoirs, nous serons satisfaits de ceux qui existent déjà.

### 3.5.2 Capacité de stockage de Douaidia

Nous devons projeter un réservoir alimenté par la station de pompage SP1 en même temps que la station SP2 afin d'alimenter les localités voisines de notre zone d'étude (Douaidia, Khouadmia, Abaidia, Bouazid, Tahamda) en eau qui sera située à Douaidia.

Il est fondamental de préciser que le temps de pompage de la station de pompage SP1 vers le réservoir prévu de Douaidia est de 18 heures par jour.

Conformément aux calculs précédents, le débit journalier maximal pour l'année 2050 est  $Q_{maxj2} = 3954,60 \text{ m}^3 / j$ .

### Détermination du volume de stockage

En connaissance du régime de consommation de l'agglomération ainsi que du temps de fonctionnement de la station de pompage, la capacité du réservoir est calculée par la méthode analytique, comme le montre le tableau ci-dessus.

$$V_u = \frac{22.44}{100} * Q_{maxj2} \dots (m^3) \quad (3.3)$$

Ce qui nous donne :

$$V_u = 887.59 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_u + V_i \dots (m^3) \quad (3.4)$$

On trouve alors : (  $V_i$  : volume d'incendie tel que  $V_i = 120 \text{ m}^3$  )

$$V_t = 1007.59 \text{ m}^3 \approx 1008 \text{ m}^3$$

TABLE 3.2 – Détermination de la capacité de stockage des localités voisines à El Oudj

Heures	Consommation d'eau en %	Refoulement d'eau en %	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0-1	1.5	5.56	4.06	-	4.06
1-2	1.5	5.56	4.06	-	8.11
2-3	1.5	5.56	4.06	-	12.17
3-4	1.5	5.56	4.06	-	16.22
4-5	2.5	5.56	3.06	-	19.28
5-6	3.5	5.56	2.06	-	21.33
6-7	4.5	5.56	1.06	-	22.39
7-8	5.5	5.56	0.06	-	<b>22.44</b>
8-9	6.25	5.56	-	0.69	21.75
9-10	6.25	5.56	-	0.69	21.06
10-11	6.25	5.56	-	0.69	20.36
11-12	6.25	5.56	-	0.69	19.67
12-13	5	5.56	0.56	-	20.22
13-14	5	5.56	0.56	-	20.78
14-15	5.5	5.56	0.06	-	20.83
15-16	6	5.56	-	0.44	20.39
16-17	6	5.56	-	0.44	19.94
17-18	5.5	5.56	0.06	-	20.00
18-19	5	0	-	5.00	15.00
19-20	4.5	0	-	4.50	10.50
20-21	4	0	-	4.00	6.50
21-22	3	0	-	3.00	3.50
22-23	2	0	-	2.00	1.50
23-24	1.5	0	-	1.50	<b>0</b>

**conclusion**

On prévoit donc un réservoir d'une capacité de stockage de **1500 m<sup>3</sup>**.

### 3.5.3 Dimensionnement du réservoir de douaïdia

On opte pour une hauteur de réservoir **hrés = 4 m**.

$$\phi = \sqrt{\frac{4 * Vt}{\pi * h}} = \sqrt{\frac{4 * 1500}{\pi * 4}} \dots (m) \quad (3.5)$$

donc le diamètre du réservoir à projeter est de :

$$\phi = 21.86m$$

### 3.6 Dimensionnement des bâches des stations de pompage

La bache de reprise joue dans notre cas un rôle transitoire, son dimensionnement est basé sur le temps nécessaire au maintien en charge de la crépine qui est généralement estimé à un quart d'heure. Le volume de la bache de reprise est estimé par la formule suivante :

$$V_{bache} = \frac{Q_{maxj} \times t}{T} \quad (3.6)$$

Avec :

$Q_{maxj}$  : Débit max journalier en ( $m^3 / j$ ).

$V_{bache}$  : Volume de la bache en ( $m^3$ ).

$t$  : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h) avec  $t = 0.25$  h.

$T$  : Temps de pompage en (h).

#### Bâche de la station de pompage SP1

Pour la bache de reprise de la station SP1 le débit maximale journalier à pomper est de

$Q_{maxj} = 6635.02m^3 / j$  pendant 18h.

En remplaçant dans l'équation (3.6), on trouve :

$$V_{bache1} = \frac{6635.02 \times 0.25}{18} = 92.15m^3$$

Donc le volume de la bache de reprise de la station de pompage SP1 est de :

$$\Rightarrow V_{bache1} = 100m^3$$

#### Bâche de la station de pompage SP2

Pour la bache de reprise de la station SP2 le débit maximale journalier à pomper est de

$Q_{maxj} = 2680.42m^3 / j$  pendant 18h.

En remplaçant dans l'équation (3.6), on trouve : En remplaçant dans l'équation (3.6), on trouve :

$$V_{bache2} = \frac{2680.42 \times 0.25}{18} = 37.23m^3$$

Donc le volume de la bache de reprise de la station de pompage SP2 est de :

$$\Rightarrow V_{bache2} = 50m^3$$

### 3.7 Conclusion du chapitre

- Pour les localités de notre zone d'étude qui sont : El Oudj, Ouled Ali, Houadria, Bouachia, Slamnia, la capacité de stockage existante est suffisante d'où la non nécessité de projeter un nouveau réservoir, nous maintenons les réservoirs existants alimentés par la station de pompage SP2.
- Pour les localités voisines d'El Oudj : Douaidia, Khouadmia, Abaidia, Bouazid, Tahamda, nous avons opté pour la projection d'un réservoir d'une capacité de stockage de  $1500 \text{ m}^3$  implanté à Douaidia et alimenté à partir de la station de pompage SP1.

## **Chapitre 4**

# **Proposition et choix de variantes**

Dans la plupart des projets à réaliser, il est indispensable de proposer plusieurs variantes possibles pour pouvoir choisir la plus efficace et celle qui répond le mieux aux critères recherchés.

Le choix de la variante se fait suite à une étude technico-économique.

#### 4.1 Présentation de la variante 1 :

Dans la première variante, nous avons proposé une station d'accélération (BOOSTER) située à Maaltia alimentée gravitairement et qui alimente ensuite une station de pompage située à Douaidia qui alimente à son tour le réservoir d'El Oudj.

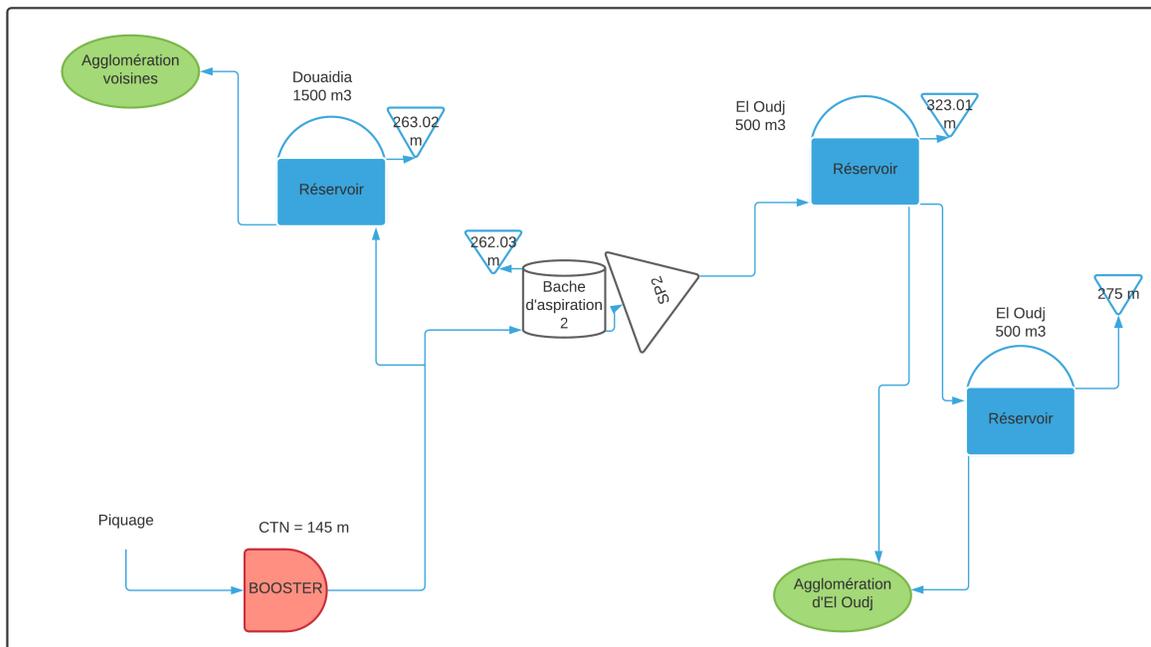


FIGURE 4.1 – Variante n°1 du système d'adduction

##### 4.1.1 Généralité sur les stations d'accélération (BOOSTER)

Les stations d'accélération (Booster) sont des appareils qui génèrent une différence de pression entre les tubulures d'entrée et de sortie.

Suivant les conditions d'utilisation, ces stations communiquent au fluide, de l'énergie potentielle (par accroissement de la pression en aval) soit de l'énergie cinétique par la mise en mouvement du fluide.

Ainsi, on peut vouloir augmenter le débit (accroissement d'énergie cinétique) ou/et augmenter la pression (accroissement d'énergie potentielle) pour des fluides gazeux, liquides, visqueux.

On désigne par Booster les machines dont la pression de sortie (pression en aval) est supérieure à la pression atmosphérique.

### **4.1.2 Éléments constituant le BOOSTER**

Une station d'accélération (Booster) est constituée des éléments suivants :

- une conduite d'aspiration.
- une unité de pompage.
- une conduite de refoulement.

### **4.1.3 Choix du type de pompe**

Le choix du type de pompe dépend des caractéristiques hydrauliques des installations prévues, en particulier du débit de refoulement et de la hauteur manométrique totale.

### **4.1.4 Critères de dimensionnement**

L'implantation de cette station doit admettre une conduite d'aspiration toujours en charge, pour cela la pression d'entrée à cette dernière sera de 1 bar.

## 4.2 Présentation de la variante 2 :

Pour cette variante, nous avons proposé l'installation de deux stations de pompage en série, la première à Maaltia qui est alimentée gravitairement et la seconde à Douaïdia qui est alimentée par la première et qui alimente le réservoir d'El Oudj.

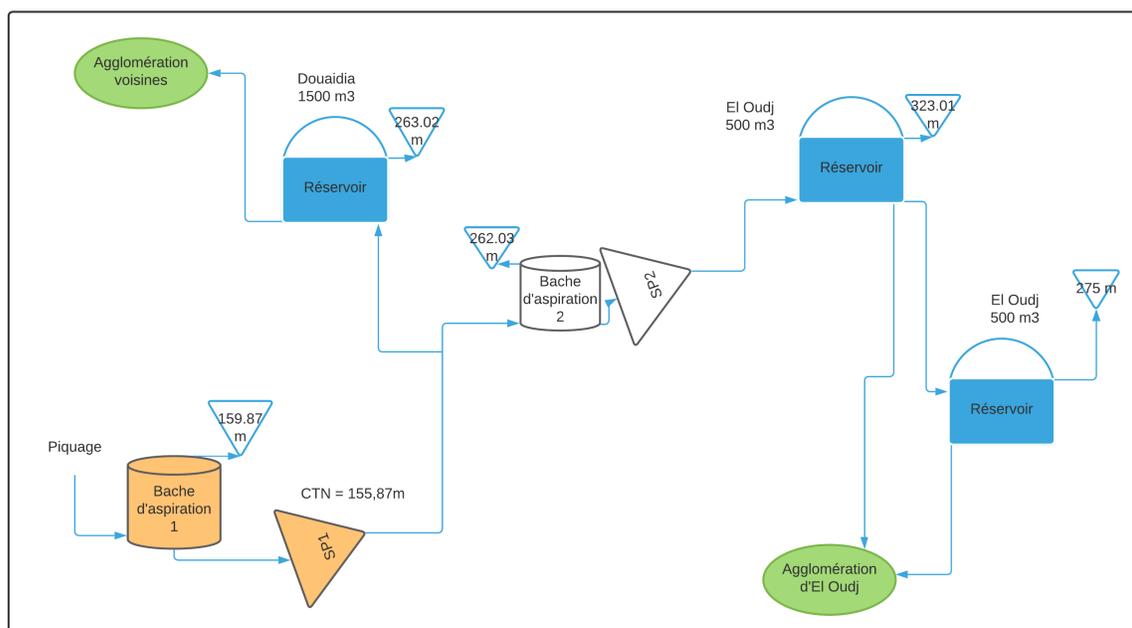


FIGURE 4.2 – Variante n°2 du système d'adduction

## 4.3 Comparaison technico-économique des deux variantes

### 4.3.1 Critères de comparaison

Les principaux critères de comparaisons sont :

- Simplicité du fonctionnement.
- Sécurité du fonctionnement.
- Coût et rentabilité.

### 4.3.2 Évaluation technique

#### Simplicité du fonctionnement

Nous devons prendre en compte :

- L'autonomie de stockage de la variante.
- Possibilité d'intervention facile en cas de panne.

### Sécurité du fonctionnement et flexibilité du système

- La sécurité opérationnelle du système en cas de défaillance (panne) a été prise en compte comme un élément majeur.
- La facilité d'intervention et de manipulation par les opérateurs est également prise en compte.

## 4.4 Comparaison technique des variantes

La comparaison technique est effectuée sur la base des avantages et des inconvénients de chacune des variantes :

### 4.4.1 Variante 1 (BOOSTER + station de pompage)

#### Avantages

- Élimination de la projection de la bêche à eau.
- Un linéaire moindre de 181.31 ml par rapport à la variante 2.
- Longueur de refoulement inférieure à la variante 2.
- Requiert un espace moins important que la variante 2.

#### Inconvénients

- En cas de casse ou fuite sur la conduite amont au Booster tout le système de transfert sera hors service.
- Protection amont et aval du Booster, contre le phénomène transitoire.
- Équipement du Booster par variateur de vitesses.
- Complexité de gestion du Booster.
- Pas d'adaptation des opérateurs à ce type de station.
- Amenée d'énergie électrique.

### 4.4.2 Variante 2 (2 stations de pompage)

#### Avantages

- Autonomie de stockage supérieure à celle de la variante 1.
- En cas de panne de la station de pompage 1, possibilité d'alimenter l'agglomération pour un temps donné à partir de la bêche.
- Exploitation de l'énergie électrique existante.
- Protection uniquement à l'aval des stations de pompes contre le phénomène transitoire (protection anti-bélier).

### **Inconvénients**

- Un surplus de linéaire de 181.31 ml par rapport à la variante 1.
- Nécessite plus d'espace que la variante 1.
- Réalisation d'infrastructure de Génie Civil en plus (bâche).
- Longueur de refoulement plus importante que celle de la variante 1.

#### **4.4.3 Interprétation de la comparaison technique**

Sur la base de l'évaluation et de la comparaison technique, la variante 2 avec deux stations de pompage est préférable sur le plan technique.

### **4.5 Comparaison économiques des variantes**

#### **4.5.1 Variante 1 (BOOSTER + station de pompage)**

##### **Avantages**

- Moins de frais de génie civil (sans bâche).
- Moins de frais liée à la longueur de refoulement.
- Nécessite moins d'espace.

##### **Inconvénients**

- Expropriation du terrain.
- Amenée d'énergie électrique.
- Équipements d'anti-bélier en amont et aval du BOOSTER.
- Frais de maintenance plus importants que la variante 2.

#### **4.5.2 Variante 2 (2 stations de pompage)**

##### **Avantages**

- Terrain approprié par le maître d'ouvrage.
- Existence d'une alimentation électrique.
- Anti-bélier uniquement à l'aval de la station de pompage.

##### **Inconvénients**

- Frais de génie civil supérieure à la variante 1.
- Plus de frais liée à la longueur de refoulement.
- Nécessite plus d'espace que la variante 1.

## CHAPITRE 4

A partir des différents avantages et inconvénients économiques des deux variantes, il est facile de constater que la variante 2 est plus économique.

Mais pour donner plus de crédibilité à notre comparaison, nous allons exposer des estimations financières pour nos deux variantes .

Les résultats de l'étude financière sont présentés dans le tableau suivant :

TABLE 4.1 – Comparaison financière entre deux variantes d'adduction

Désignation des investissements	Montant (DA) Variante 2 SP	Montant (DA) Variante Booster + SP
<b>Canalisations (fourniture et pose)</b>	14028376.31	18297620.80
<b>Équipements hydromécaniques et pièces spéciales canalisations</b>	220919175.00	264851640.00
<b>Expropriation des terres</b>	-	13244000.00
<b>Équipements stations de pompages</b>	15623510.00	13713969.89
<b>Équipements en pièces spéciales des stations de pompages</b>	15623510.00	13713969.89
<b>Amenée d'énergie électrique</b>	-	6000000.00
<b>Ouvrages de génie civil</b>	62205180.76	54602325.34
<b>Équipements hydromécaniques et pièces spéciales</b>	912430.41	912430.41
<b>Coût d'entretien annuel</b>	10450437.69	9173161.98
<b>Coût de remplacement périodique</b>	15675656.54	13759742.96
<b>Total</b>	<b>355438276.72</b>	<b>408268861.27</b>

Le graphique ci-dessous illustre la comparaison financière d'une manière plus visible :

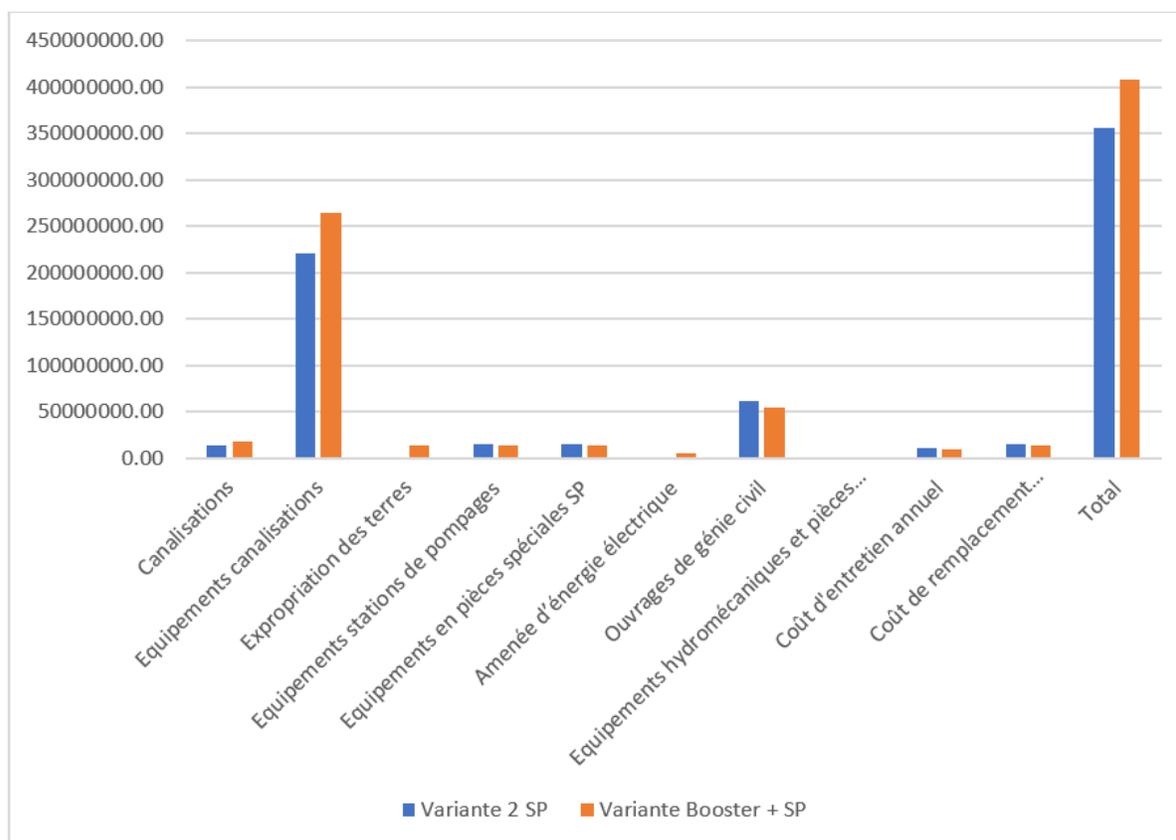


FIGURE 4.3 – Comparaison financière entre deux variantes d'adduction

### 4.5.3 Interprétation de la comparaison financière

Il en ressort que la variante 2, avec la projection de deux stations de pompage, est la plus avantageuse sur le plan financier.

## 4.6 Conclusion du chapitre

Fondé sur les évaluations techniques et financières des deux variantes, ainsi que sur leur comparaison entre elles. La variante techniquement et économiquement adéquate est celle qui prévoit deux stations de pompage.

## **Chapitre 5**

# **Adduction**

Dans ce chapitre, les deux conduites d'adduction par refoulement seront dimensionnées en calculant leur diamètre économique.

Il est rappelé que la première conduite d'adduction achemine un débit alimentant toutes les localités de la région (El Oudj + localités voisines) en reliant la station de pompage SP1 à bâche de la station de pompage SP2 ainsi qu'au réservoir de Douaidia situé dans la même zone.

La seconde canalisation relie la station de pompage SP2 au réservoir d'El Oudj et n'achemine que le débit alimentant les localités d'El Oudj.

La conduite d'adduction gravitaire entre les deux réservoirs existants d'El Oudj est dimensionnée en utilisant la charge disponible entre les deux réservoirs.

## 5.1 Généralités

### 5.1.1 Types d'adduction

#### Adduction gravitaire

L'adduction gravitaire est le mode d'adduction qui permet, à partir d'un stockage d'eau naturel ou artificiel situé à la cote  $Z$ , d'alimenter par une conduite en pression tous les points à desservir situés à des cotes  $z$  (tel que  $z < Z$ ) sans apport d'énergie.

#### Adduction par refoulement

Il s'agit d'une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide de groupes électropompes. Ce type d'adduction est utilisé lorsque la source est située à un niveau inférieur au niveau piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

#### Adduction mixte

Selon (SALAH 2014), c'est une adduction où l'on retrouve les deux types d'adduction en même temps et on peut constater deux cas :

- **Refoulement - gravitaire** : La conduite de refoulement se convertit en une conduite gravitaire en passant par un réservoir intermédiaire ou un réservoir dit tampon.
- **Gravitaire - refoulement** : La conduite gravitaire est transformée en conduite de refoulement par pompage, en veillant à réduire au minimum la longueur de refoulement.

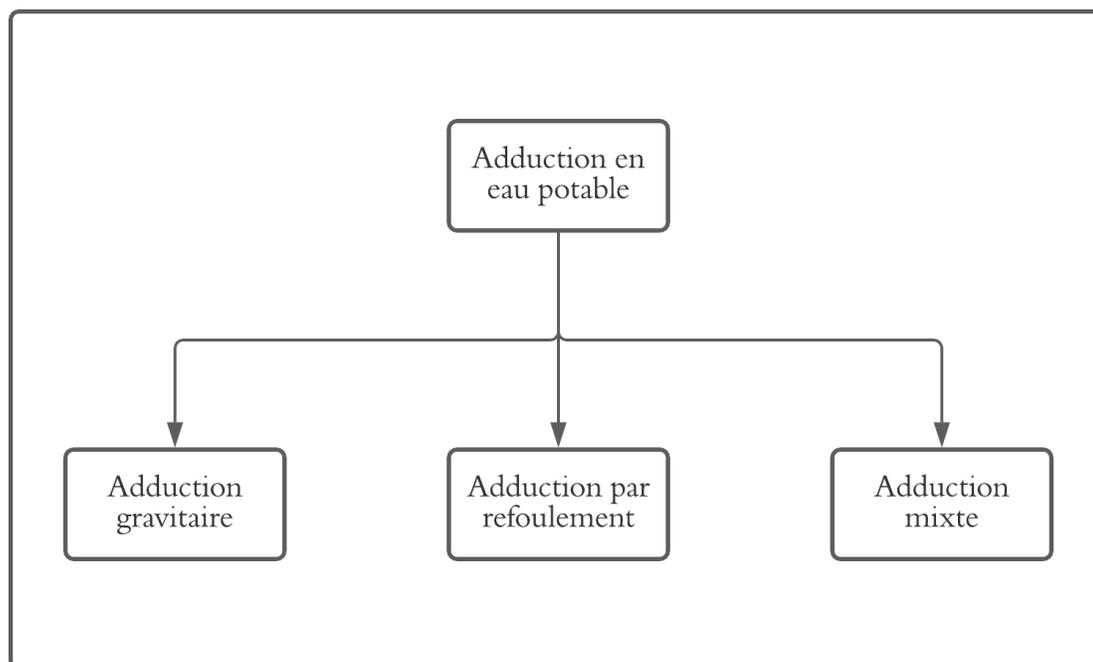


FIGURE 5.1 – Types d'adduction

## 5.2 Critères de choix du tracé

Conformément à (SALAH 2014), le tracé du réseau doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur-profondeur.
- Éviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles.
- Éviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement.
- Le choix d'un tracé en bordure de routes présente un certain nombre d'avantages :
  - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
  - Accès facile aux regards contenant nom des appareils de robinetterie.
- On essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut-être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.

- Si notre tracé est topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il aura lieu.

### 5.3 Matériaux envisageables pour les conduites

Le choix du matériau des tuyaux est l'une des options fondamentales du projet.

Il est souhaitable de limiter le choix du matériau des tuyaux aux trois types suivants : acier, fonte ductile ou PEHD. Chacun a ses propres avantages et inconvénients, ainsi que sa propre gamme d'utilisation.

Voici un aperçu de ces différentes catégories de tuyaux :

#### 5.3.1 Acier

Les conduites en acier sont courantes en Algérie, vu son activité pétrolière. Elles doivent être soigneusement protégées contre la corrosion, à l'intérieur (pour l'eau potable : ciment ou époxy) comme à l'extérieur (de nos jours, l'ancien revêtement "type C" est souvent remplacé par les fabricants par un "époxy + polyéthylène" ou un "époxy + polypropylène"). La liaison entre tuyaux peut se faire :

- Par emboîtement et soudure.
- Par soudure bout à bout.

L'assemblage par soudure présente de plus l'avantage de constituer une conduite "auto-butée", les efforts longitudinaux au droit des changements de direction (ou des vannes fermées) étant repris en traction par la conduite elle-même. Par conséquent, pas de butées ni d'ancrages à prévoir au droit des appareillages ou des pièces spéciales.

Il y a lieu de noter que les revêtements extérieurs en polyéthylène ou polypropylène forment une barrière contre la corrosion éventuelle, et que par conséquent une protection cathodique devient en principe inutile.

Il suffit de prévoir, si on utilise ce type de revêtements, une simple surveillance cathodique pour détecter d'éventuelles altérations ponctuelles du revêtement (dues par exemple à une mauvaise manutention lors du transport des tubes et non repérées lors de leur réception sur site, ou à une intervention ultérieure sur la conduite, licite ou non); une telle surveillance représente une consommation en électricité mineure (par exemple, environ 3,3 W par kilomètre de conduite pour un DN 1000).

#### 5.3.2 Fonte ductile

La fonte ductile est caractérisée par la présence de graphite à l'état sphéroïdal, qui lui confère de bonnes caractéristiques mécaniques (résistance élevée, flexibilité). La résistance à la corrosion, quoique moindre que celle de la fonte grise, est toutefois supérieure à celle de l'acier.

Le revêtement intérieur, généralement un mortier de ciment centrifugé, peut être adapté à la qualité de l'eau si nécessaire.

Le revêtement extérieur de base consiste généralement en une couche métallique zinc ou zinc-aluminium; il est revêtu d'une couche de finition à base de bitume ou d'époxy. Ce revêtement peut être renforcé par une manche en polyéthylène basse densité en cas de pose dans un sol corrosif.

Les tuyaux en fonte ductile étant moins déformables que les tuyaux en acier, notamment en ce qui concerne l'ovalisation, le raccordement par emboîtement avec joint en élastomère ne soulève pas de problème particulier à court ou long terme. Il permet une pose aisée et rapide des tuyaux, avec une bonne fiabilité dans le temps.

### 5.3.3 Le polyéthylène à haute densité PEHD

#### Avantages

Les canalisations en polyéthylène haute densité PEHD présentent de multiples avantages, dont notamment :

- Résistance à toutes agressions chimiques ou électriques.
- Canalisations robustes, rapides et faciles à poser.
- Conduites auto-butées grâce aux joints électrosoudables (par manchons ou soudures bout à bout).

#### Inconvénients

Elles présentent cependant l'inconvénient de ne pas supporter les pressions élevées, elle devient prohibitive pour des pressions supérieures à 16 bars et si le diamètre dépasse le DN 500.

Le choix du marché est relativement important et atteint aujourd'hui, un niveau de qualité élevé. Il est difficile, parmi ce choix, de trouver la bonne conduite. Il est à préciser qu'il n'existe pas de conduites parfaites, sans risque, pas chère et durable. Il faut donc faire un compromis qui soit le plus adapté possible à la situation et à l'environnement.

Théoriquement, chaque pose de conduite est particulière et devrait nécessiter une étude spécifique pour définir le cahier des charges qui donnerait la canalisation idéale.

Dans la pratique, il est plus important de définir une stratégie globale (coût, achat, exploitation, pérennité, etc.). Celle-ci permettra d'avoir une vision à moyen terme de l'évolution des matériaux.

Il est à signaler que la comparaison économique entre plusieurs natures de matériau de conduites est faite sur le coût d'investissement global (coût de la canalisation et de ses accessoires : butées, coudes horizontal et vertical, verrouillage, etc.).

### 5.3.4 Le polyester Renforcé aux fibres de Verre PRV

Le PRV est un matériau composite, c'est-à-dire qu'il est constitué de plusieurs matières :

- **Matrice polymère** : c'est ce qu'on appelle plus communément de la résine, elle est généralement faite de polyester thermodurcissable, époxyde ou thermoplastique.
- **Fibres** : ce sont des fibres de verre, finalement les mêmes fibres que l'on observe dans les isolations en fibres de verre, parfois on utilise aussi des micro-sphères de verre.

La matrice polymère colle les fibres de verre ensemble un peu comme le ciment colle les granulats. Les tuyaux sont un assemblage de ces couches avec d'autres adjonctions afin de former plusieurs couches dures ou moins dures, lisses ou moins lisses.

Les propriétés chimiques, mécaniques, du PRV dépendent du type et de la qualité des matières premières utilisées ainsi que de la technologie employée pour le traitement du stratifié.

#### Avantages

Le système de canalisation PRV présente les caractéristiques suivantes :

- Excellente durabilité.
- Faibles coûts de maintenance.
- Caractéristiques hydrauliques constantes tout au long de la vie du produit.
- Absence de corrosion électrolytique (Pas de nécessité de revêtement de protection cathodique ou toute autre forme de prévention de corrosion).
- Des faibles pertes de charges signifient des coûts de pompage et dysfonctionnement plus faibles.
- Résistant à la corrosion.
- Faible coefficient de dilatation thermique.

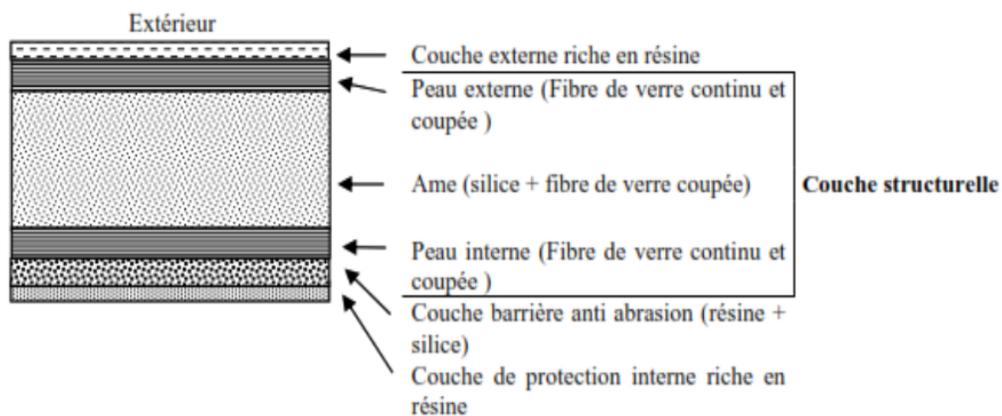


FIGURE 5.2 – Structure d'une conduite en PRV

### Inconvénients

Toutefois, le PRV présente aussi des vulnérabilités tels que :

- Produit peu utilisé et peu disponible en Algérie pour les projets d'adduction d'eau potable (une seule usine de production pour l'ensemble du territoire national).
- Sensibles aux surcharges et à la sollicitation concentrée (déformation des joints engendrant des fuites).
- Faible en cas de verrouillage des conduites pour les fortes pentes (nécessite la réalisation de butées d'ancrage).
- La réparation et l'entretien nécessite un matériel et un savoir-faire particulier.

## 5.4 Accessibilité et surveillance

Comme indiqué précédemment, le tracé de l'adduction suivra des voies existantes, routes ou pistes, sur la majeure partie de son itinéraire. L'accès à la conduite sera donc aisé.

Par ailleurs, un balisage devra être mis en place sur les tronçons où le tracé s'écartera de manière importante de la route, le balisage sera particulièrement soigné. La piste du chantier sera maintenue comme piste d'exploitation dans les endroits où la nature du sol l'impose (parcours accidenté, etc.).

Enfin, même si les équipements de télésurveillance permettront de déceler les gros incidents, il sera nécessaire de prévoir des patrouilles périodiques d'inspection de la conduite et de ses équipements, afin de repérer et résoudre les petits défauts (ventouses fuyardes par exemple), prélèvements illicites et actes de vandalisme.

## 5.5 Équipements

Les équipements d'exploitation à prévoir sur les conduites sont de trois types :

- Les ventouses.
- Les vannes de vidanges.
- Les vannes de sectionnements.

Ils seront placés dans des regards.

### 5.5.1 Ventouses

Des ventouses à triple fonction seront placées sur les conduites, au niveau des points hauts du tracé, ainsi qu'immédiatement à l'aval des vannes de sectionnement.

Elles remplissent les fonctions suivantes :

- Évacuation de l'air par le gros orifice lors du remplissage de la conduite.
- Dégazage par le petit orifice en période d'exploitation normale.
- Admission d'air dans la conduite par le gros orifice lors de la vidange de celle-ci ou de sa mise en dépression.

Une vanne d'isolement sera intercalée entre la conduite et la ventouse afin de pouvoir intervenir sur cette dernière pendant que l'adduction demeure en service.

### 5.5.2 Vidanges

Des piquages équipés d'une vanne de vidange seront placés sur les conduites, au niveau des points bas du tracé ainsi qu'immédiatement à l'amont des organes de sectionnement, afin de permettre en cas de nécessité de vider l'eau d'un tronçon de conduite.

### 5.5.3 Vannes de sectionnements

Les vannes de sectionnement permettent d'isoler des tronçons de conduite, afin d'éviter de vidanger l'ensemble de la conduite en cas d'intervention.

Elles sont implantées d'une part au niveau de franchissements particuliers (oueds, routes...), et d'autre part de telle sorte que les tronçons à vidanger ne soient pas trop longs.

La bonne règle veut que ces vannes soient systématiquement installées avec un joint de démontage auto-buté.

## 5.6 Paramètres de calcul hydraulique

### 5.6.1 Vitesse de l'eau

La fourchette de vitesses de l'eau à maintenir dans les conduites est relativement large : entre 0,5 et 2,5 m/s.

La limite inférieure se justifie par la nécessité d'éviter l'apparition de dépôts dans la conduite.

La limite supérieure quant à elle a pour objectif de limiter les risques d'usure de la paroi des tuyaux par abrasion (quoique ce risque soit minime dans notre cas, où l'eau transportée sera traitée), et aussi de diminuer la force des coups de bélier.

Dans la présente étude, on limitera la vitesse maximale de l'eau à une valeur moindre : environ 1,5 m/s.

### 5.6.2 Rugosité des tuyaux

Les fabricants de tuyaux, quel que soit le matériau finalement choisi parmi ceux présentés ci-avant, annoncent des rugosités géométriques de paroi qui demeurent inférieures 0,1 mm après de nombreuses années d'utilisation, ce qui semble effectivement être le cas avec des produits de bonne qualité et correctement mis en œuvre, et avec une eau traitée.

## 5.7 Dimensionnement des conduites d'adduction

Le choix du diamètre d'une canalisation sous pression se fait en tenant compte :

- Des paramètres hydraulique (débit, pertes de charge, vitesse) pour une adduction gravitaire.
- Des paramètres hydrauliques et économiques optimaux (coût du pompage et amortissement des installations) pour une adduction par refoulement.

En fonction des conduites de service, il y a lieu de quantifier les risques éventuels du coup de bélier, de cavitation et d'abrasion, et de mettre en oeuvre les protections adaptées.

Selon (BEDJAOU, ACHOUR et BOUZIANE 2005) le choix du diamètre économique résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement.

### 5.7.1 Dimensionnement de la conduite d'adduction 1

La conduite d'adduction 1 est caractérisée par une longueur  $L = 6273.8$  m et un débit circulant de  $Q = 102.4$  l/s pendant 18 heures par jour.

Pour le matériaux de notre conduite on a opté pour une conduite en PEHD PN16.

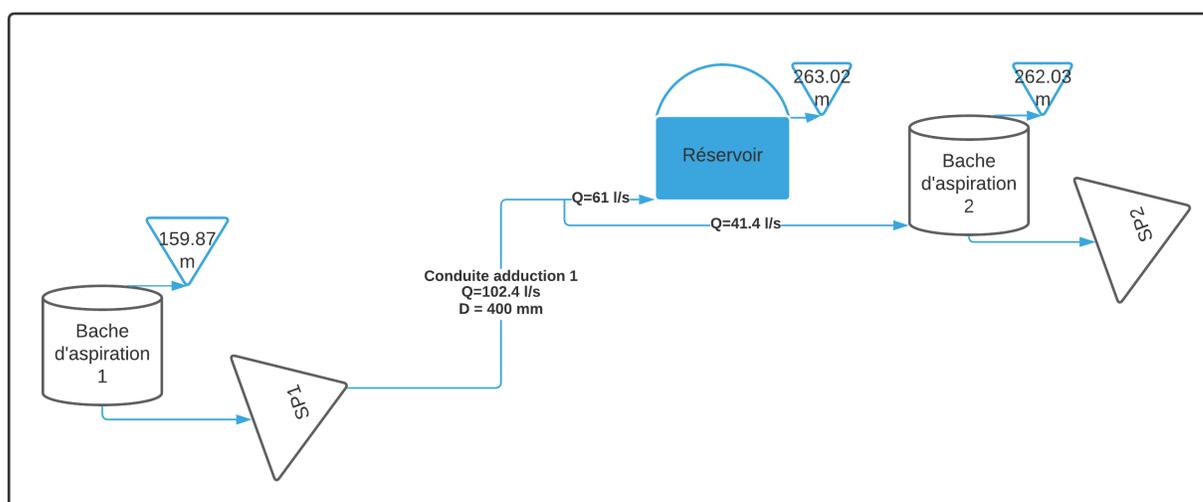


FIGURE 5.3 – Partie 1 de l'adduction des localités d'El Oudj

**Détermination d'une fourchette de diamètres**

Actuellement, le diamètre économique est déterminé par une des relations suivantes :

$$\text{Bonin : } D_c = \sqrt{Q_{maxj} \dots (m)} \tag{5.1}$$

$$\text{Bresse : } D_c = 1.5 * \sqrt{Q_{maxj} \dots (m)} \tag{5.2}$$

$$\text{Vuibert : } D_c = 1.35 * \left(\frac{e}{f}\right)^{0.154} * Q^{0.46} \dots (m) \tag{5.3}$$

$$\text{Meunier : } D_c = (1 + 0.02h) \sqrt{Q} \dots (m) \tag{5.4}$$

Dans notre travail, nous nous sommes contentés d'utiliser les formules de Bresse et Bonin pour approximer le diamètre économique :

TABLE 5.1 – Calcul théorique du diamètre de la conduite d'adduction 1

	m	mm
<b>D bonin</b>	0.320	319.99
<b>D bresse</b>	0.480	479.98

En fonction des résultats obtenus, nous étudierons une gamme de diamètres allant de 200 mm à 500 mm.

**Calcul de la hauteur manométrique totale HMT**

- **La hauteur géométrique Hg** est définie comme étant la différence d'altitude entre le plan d'eau de pompage et le lieu à alimenter.
- **La hauteur manométrique totale HMT** est représentée par la hauteur géométrique augmentée des pertes de charge totales liées à l'aspiration et au refoulement.

$$HMT = H_g + \Delta H_t \dots (m) \tag{5.5}$$

- Les pertes de charge totales représentent la somme des pertes de charge linéaires dues au frottement de l'eau sur les parois de la conduite et des pertes de charge singulières dues aux singularités telles que coudes, vannes, clapets, etc.

$$\Delta H_l = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \dots (m) \tag{5.6}$$

Les pertes de charge singulières représentent 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_s = 15\% * \Delta H_l \Rightarrow \Delta H_t = 1.15 * \Delta H_l \dots (m) \tag{5.7}$$

Tel que :

Q = Débit circulant dans la conduite [ $\frac{m^3}{s}$ ]

L : Longueur de la conduite de refoulement [m]

$\Delta H_t$  : Pertes de charges totales [m]  
 $\Delta H_l$  : Pertes de charges linéaires [m]  
 $\Delta H_s$  : Pertes de charges singulières [m]  
 $g$  : Accélération de la pesanteur  $g = 9.81 \left[ \frac{m^2}{s^2} \right]$   
 $\lambda$  : Coefficient de frottement, avec :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 * \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (5.8)$$

Avec une longueur de refoulement  $L = 6273.8m$  pour un débit  $Q = 0.1024m^3/s$ , nous estimons la hauteur manométrique totale en fonction des différents diamètres. Il faut tenir compte du fait que dans notre cas, la conduite est en PEHD et que tous les calculs sont effectués en utilisant le diamètre interne de la conduite.

TABLE 5.2 – Estimation HMT en fonction du diamètre de la conduite d’adduction 1

D (mm)	Dint (m)	Q (m3/s)	V (m/s)	$\lambda$	$\Delta H_l$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
200	163.6	0.1024	3.95	0.018	474.935	546.175	107.15	1055.180
250	204.6	0.1024	2.52	0.017	147.880	170.062	107.15	401.748
315	257.8	0.1024	1.59	0.016	44.274	50.915	107.15	195.294
400	327.4	0.1024	0.99	0.015	12.742	14.653	107.15	132.495
500	409.2	0.1024	0.63	0.015	3.987	4.586	107.15	115.080

**Estimation des frais d’exploitation**

- P est la puissance délivrée par la pompe, déterminée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \dots (KW) \quad (5.9)$$

Tel que :

$\eta$  : Rendement de la pompe [%]  
 $\rho$  : Masse volumique de l’eau [Kg/m3]

- Nous calculons ensuite E qui est l’énergie consommée par la pompe comme suit :

$$E = P * T * 365 \dots (KWH) \quad (5.10)$$

Tel que :

T : temps de pompage en heures par jour qui est de T=18h

- Les frais d’exploitation sont basés sur la consommation d’énergie du système :

$$F_{exp} = C * E \dots (DA) \quad (5.11)$$

Tel que :

C : Prix unitaire d’un KWH, il est égale à 4.472 DA/KWH TTC pour les professionnels selon la société SONALGAZ.

TABLE 5.3 – Estimation  $F_{exp}$  en fonction du diamètre de la conduite d'adduction 1

D (mm)	Q (m3/s)	HMT	$\eta$ (%)	C (DA/KWH)	P (Kw)	E (KWH)	$F_{exp}$ (DA)
200	0.1024	1055.18	0.85	4.472	1246.936	8192369.01	36636274.21
250	0.1024	401.75	0.85	4.472	474.7566	3119151.09	13948843.66
315	0.1024	195.29	0.85	4.472	230.785	1516257.44	6780703.26
400	0.1024	132.50	0.85	4.472	156.5731	1028685.44	4600281.29
500	0.1024	115.08	0.85	4.472	135.9935	893477.14	3995629.75

### Estimation des frais d'amortissement

A représente l'amortissement annuel, qui est donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (5.12)$$

Tel que :

i : Taux d'annuité annuel avec  $i = 8\%$

n : Nombre d'année avec  $n = 30$  ans

Nous passons ensuite au calcul des frais d'amortissement :

$$F_{am} = L * P_u * A.....(DA) \quad (5.13)$$

Tel que :

$P_u$  : Prix unitaire par ml de tuyau PEHD PN 16

TABLE 5.4 – Estimation  $F_{am}$  en fonction du diamètre de la conduite d'adduction 1

Dext (mm)	L (m)	A	$P_u$ (DA/ml)	$F_{am}$ (DA)
200	6273.8	0.0888	2809.00	1565415.11
250	6273.8	0.0888	4346.00	2421963.01
315	6273.8	0.0888	7455.00	4154563.79
400	6273.8	0.0888	11130.00	6202588.19
500	6273.8	0.0888	17357.50	9673083.96

**Remarque :** les tarifs ont été pris selon les tarifs du **groupe CHIALI** (voir annexes).

### Estimation du prix total de la conduite 1

Le prix total de la conduite de refoulement est calculé à partir de la somme des frais d'amortissement et des frais d'exploitation.

$$P_t = F_{exp} + F_{am}.....(DA) \quad (5.14)$$

TABLE 5.5 – Prix total de la conduite d’adduction 1 en fonction du diamètre

Dext (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Prix total (DA)
200	36636274.21	1565415.11	38201689.33
250	13948843.66	2421963.01	16370806.67
315	6780703.26	4154563.79	10935267.04
<b>400</b>	4600281.29	6202588.19	<b>10802869.48</b>
500	3995629.75	9673083.96	13668713.71

**Choix du diamètre économique**

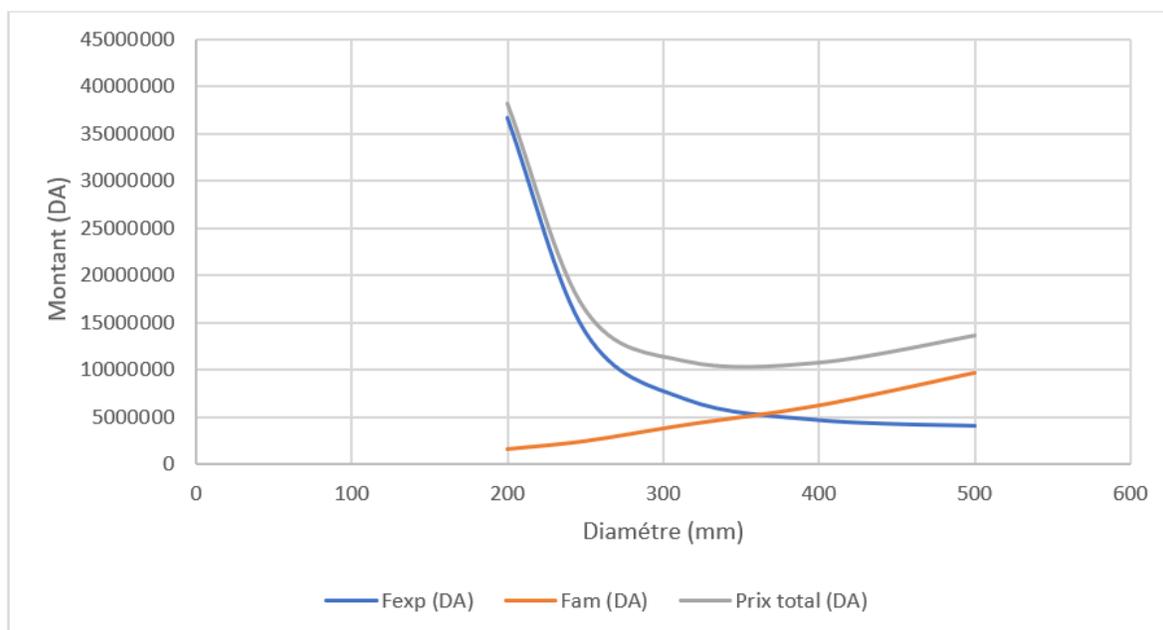


FIGURE 5.4 – Courbe optimale pour choix du diamètre économique

D’après la courbe précédente le diamètre économique pour la conduite de refoulement 1 est :

Déc = 400 mm

### 5.7.2 Dimensionnement de la conduite d'adduction 2

La conduite d'adduction 2 est caractérisée comme suit : longueur  $L = 4703$  m, débit circulant  $Q = 41.4$  l/s pendant 18 heures par jour. Pour le matériaux de notre conduite on a opté pour une conduite en PEHD PN16.

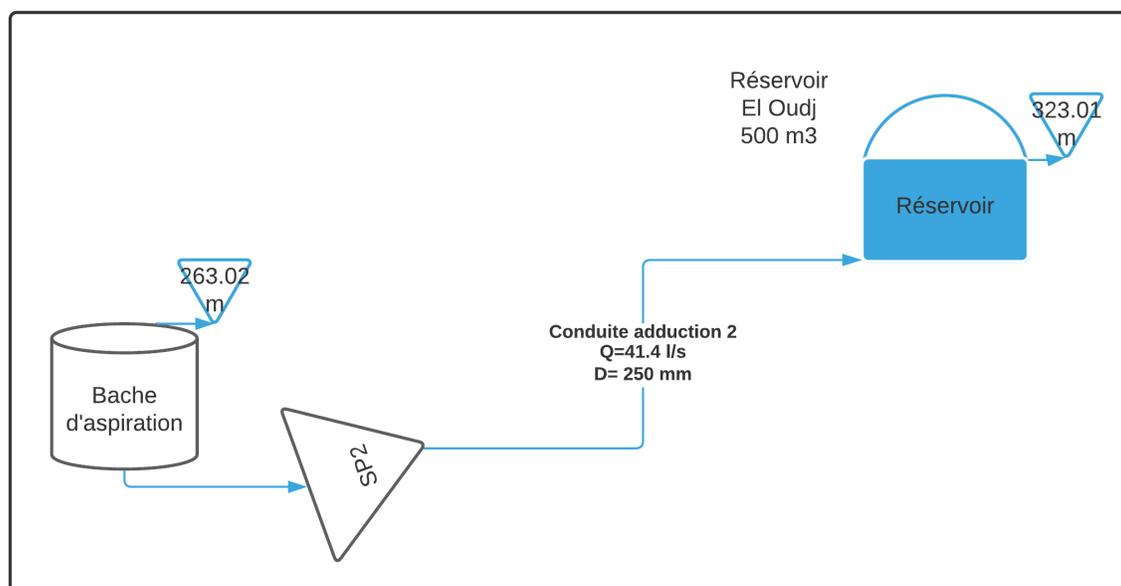


FIGURE 5.5 – Partie 2 de l'adduction des localités d'El Oudj

**Remarque :** La détermination du diamètre économique de la conduite de refoulement 2 se fait par la même méthode que pour la conduite de refoulement 1, nous allons donc exposer directement les résultats obtenus.

**Détermination d'une fourchette de diamètres**

Nous utilisons les formules de Bresse et Bonin de façon à avoir une fourchette qui servira d'approximation pour choisir la variante de diamètre la plus économique.

$$\text{Bonin : } D_c = \sqrt{Q_{maxj} \dots} (m) \quad (5.15)$$

$$\text{Bresse : } D_c = 1.5 * \sqrt{Q_{maxj} \dots} (m) \quad (5.16)$$

TABLE 5.6 – Calcul théorique du diamètre de la conduite d'adduction 2

	<b>m</b>	<b>mm</b>
<b>D bonin</b>	0.203	203.38
<b>D bresse</b>	0.305	305.07

En se basant sur les valeurs trouvées, nous nous intéresserons à une gamme de diamètres allant de **160 mm à 400 mm**.

**Calcul de la hauteur manométrique totale HMT**

Avec une longueur de refoulement  $L = 4703m$  pour un débit  $Q = 0.0414m^3/s$ , nous estimons la hauteur manométrique totale en fonction des différents diamètres.

Il faut tenir compte du fait que dans notre cas, la conduite est en PEHD et que tous les calculs sont effectués en utilisant le diamètre interne de la conduite.

TABLE 5.7 – Estimation HMT en fonction du diamètre de la conduite d'adduction 2

<b>Dext (mm)</b>	<b>Dint (m)</b>	<b>Q (m3/s)</b>	<b>V (m/s)</b>	$\lambda$	$\Delta H_l$ (m)	$\Delta H_t$ (m)	<b>Hg (m)</b>	<b>HMT (m)</b>
<b>160</b>	130.8	0.0414	2.49	0.019	186.898	214.932	64.48	438.444
<b>200</b>	163.6	0.0414	1.59	0.018	58.103	66.819	64.48	180.461
<b>250</b>	204.6	0.0414	1.02	0.017	18.092	20.805	64.48	100.521
<b>315</b>	257.8	0.0414	0.64	0.016	5.416	6.229	64.48	75.264
<b>400</b>	327.4	0.0414	0.40	0.015	1.559	1.793	64.48	67.581

**Estimation des frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont calculés et détaillés dans le tableau suivant :

TABLE 5.8 – Estimation Fexp en fonction du diamètre de la conduite d'adduction 2

Dext (mm)	Q (m3/s)	HMT	$\eta$ (%)	C (DA/KWH)	P (Kw)	E (KWH)	Fexp (DA)
160	0.0414	279.412	0.85	4.472	209.31	1375172.21	6149770.11
200	0.0414	131.299	0.85	4.472	86.15	566013.78	2531213.64
250	0.0414	85.285	0.85	4.472	47.99	315282.15	1409941.78
315	0.0414	70.709	0.85	4.472	35.93	236062.98	1055673.63
400	0.0414	66.273	0.85	4.472	32.26	211965.90	947911.50

**Estimation des frais d'amortissement**

Le calcul des frais d'amortissement sont détaillés dans le tableau suivant :

TABLE 5.9 – Estimation Fam en fonction du diamètre de la conduite d'adduction 2

Dext (mm)	L (m)	A	Pu (DA/ml)	Fam (DA)
160	4703	0.0888	1788.75	747260.01
200	4703	0.0888	2809.00	1173474.97
250	4703	0.0888	4346.00	1815565.05
315	4703	0.0888	7455.00	3114366.65
400	4703	0.0888	11130.00	4649617.82

**Estimation du prix total de la conduite 2**

Le diamètre pour lequel nous obtiendrons le coût total minimum sera considéré comme le diamètre économique.

TABLE 5.10 – Prix total de la conduite d'adduction 2 en fonction du diamètre

Dext (mm)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Prix total (DA)
160	6149770.11	747260.01	6897030.11
200	2531213.64	1173474.97	3704688.61
250	1409941.78	1815565.05	<b>3225506.83</b>
315	1055673.63	3114366.65	4170040.28
400	947911.50	4649617.82	5597529.32

Choix du diamètre économique

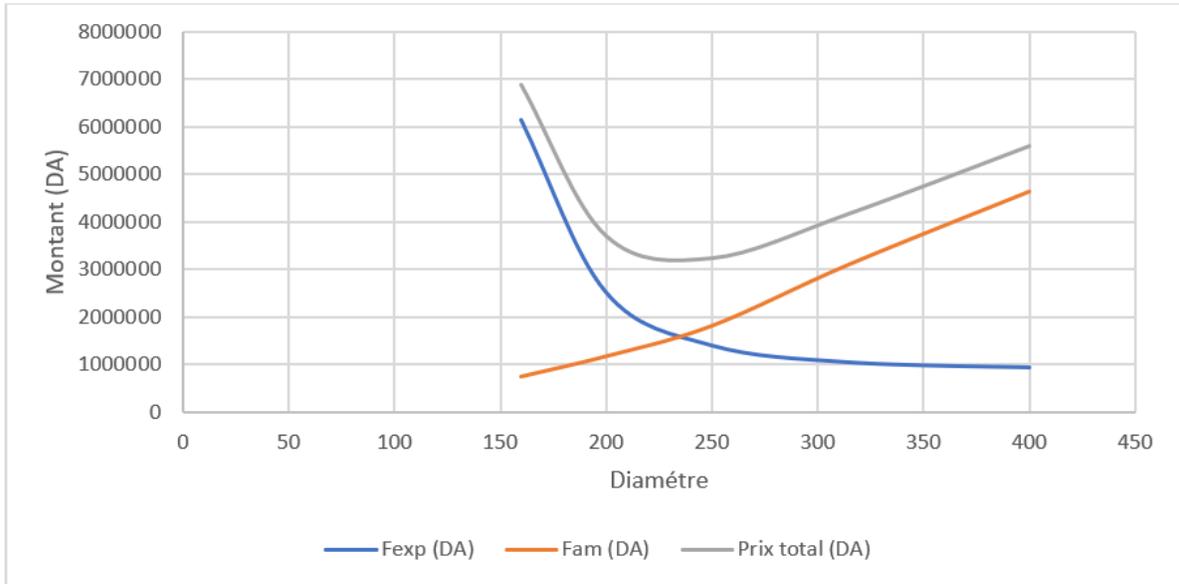


FIGURE 5.6 – Courbe optimale pour choix du diamètre économique

D’après la courbe précédente le diamètre économique pour la conduite de refoulement 2 est :

$$\boxed{\text{Déc} = 250 \text{ mm}}$$

5.7.3 Dimensionnement de la conduite d’adduction gravitaire

Pour notre cas d’alimentation gravitaire du second réservoir d’El Oudj de cote  $C_{p2} = 275m$  par le premier qui est plus élevé de cote  $C_{r1} = 319,01m$ , la différence de cote  $\Delta H$  représente une charge disponible et non une perte de charge puisque le diamètre  $D_{cal}$  est à déterminer.

Pour déterminer  $D_{cal}$ , on considère que la charge disponible est égale à la perte de charge provoquée par la canalisation de diamètre  $D_{cal}$ . (SALAH 2014)

Le diamètre calculé est donc donné par la formule :

$$D_c = \sqrt[m]{\frac{K' L_g Q^\beta}{\Delta H}} \tag{5.17}$$

Tel que :

$$\Delta H = 319.01 - 275 = 44.01m$$

$$L_g = 882m$$

$K'$  : La résistance par mètre linéaire.

$m$  et  $\beta$  : Coefficients de pertes de charge.

Pour notre cas de conduite en PEHD  $m = 4.777$ ,  $\beta = 1.77$  et  $K' = 0.001052$  selon (ABRAMOV 1982) (voir annexes).

Donc le diamètre calculé est de :

$$D_c = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 \times 882 \times 0.0119^{1.77}}{44.01}} = 96mm$$

On a trouvé un diamètre calculé qui n'est pas normalisé, pour cette raison on prend une combinaison de deux diamètres supérieurs et inférieurs à ce diamètre trouvé qu'on va associer en série, tel que :

$$D_{N1} < D_c < D_{N2} \tag{5.18}$$

On choisit  $D_{N1} = 90mm$  donc un diamètre intérieur de 73,6 mm et  $D_{N2} = 110mm$  ayant un diamètre intérieur égal à 90 mm.

Les longueurs des tronçons relatives aux deux diamètres sélectionnés sont définies par la formule suivante :

$$\Delta H = C_{r1} - C_{p2} = K' Q^\beta \left( \frac{L-x}{D_{n2}^m} + \frac{x}{D_{n1}^m} \right) \tag{5.19}$$

Ce qui nous donne :

$$\begin{cases} L_{c1} = 125.64m \\ L_{c2} = 756.36m \end{cases}$$

## 5.8 Conclusion du chapitre

Plutôt dans ce chapitre, nous avons dimensionné les conduites d'adductions dont deux par refoulement et une gravitaire.

Nous résumons les résultats trouvés pour le refoulement dans le tableau (5.11) suivant : Pour

TABLE 5.11 – Caractéristiques des conduites de refoulement

Conduite	Déc (mm)	e (mm)	L (m)	Q (l/s)	V (m/s)	Hg (m)	HMT (m)
1	400	36.3	6273.8	102.4	1.22	107.15	132.50
2	250	22.7	4703	41.4	1.26	64.48	100.52

l'adduction gravitaire nous avons opté pour l'assemblage de deux diamètres en série, les résultats trouvés sont les suivants :

$$\Rightarrow \begin{cases} D_{n1} = 90mm & L_{c1} = 125.64m \\ D_{n2} = 110mm & L_{c2} = 756.36m \end{cases}$$

## **Chapitre 6**

# **Station de pompage**

Dans ce chapitre, nous prévoyons de concevoir et de dimensionner deux stations de pompage et de sélectionner les pompes nécessaires à l'alimentation en eau de l'agglomération.

### 6.1 Généralités

Chaque station de pompage est généralement constituée des éléments suivants :

#### 6.1.1 Une bache de reprise

Elle est divisé en deux compartiments, de sorte que l'un d'eux puisse être mis hors service lors des travaux d'entretien (principalement le nettoyage) ou pour d'éventuelles réparations.

Cependant, le débit nécessaire à l'alimentation des pompes doit toujours être assuré par un seul compartiment.

#### 6.1.2 Une salle des pompes

Les fondations de cette salle sont situées sous le niveau général du bâtiment.

Le choix du type de pompe dépend des caractéristiques hydrauliques des installations projetées, en particulier des débits de refoulement et des hauteurs manométriques totales.

#### 6.1.3 Zone de plein-pied

Une zone de plein-pied avec l'extérieur sur laquelle sont aménagés les locaux techniques d'exploitation, atelier, magasin, bureau, vestiaire, réfectoire, poste de commande, local batteries, etc...

#### 6.1.4 Génie civil

Le génie civil des bâtiments fait appel au béton armé et à la maçonnerie, respectivement pour la structure porteuse la plus et la moins sollicitée.

L'aménagement d'une voie entre la route principale et la station de pompage.

De même, l'installation d'une clôture permettra de délimiter clairement le périmètre des installations.

Le portail d'entrée est surveillé par un gardien, dont la loge se trouve à proximité immédiate.

Enfin, un logement projeté à l'intérieur du périmètre de la stations de pompage.

### 6.2 Principes de conception

Les principes généraux adoptés pour la conception des stations de pompage sont les suivants :

### 6.2.1 Aspiration

Pour la majorité des stations de pompage, l'alimentation se fait à partir d'une bêche de reprise.

La bêche de reprise se situe à un niveau plus élevé que celui de l'axe des pompes, ceci pour disposer d'une aspiration en charge qui facilite les démarrages, et éviter d'avoir des entrées d'air.

Les équipements situés en ligne entre le répartiteur et la pompe sont :

- **Joint de démontage.**
- **Vanne-papillon** : permet d'isoler la pompe de la bêche de reprise pour assurer la maintenance ou pour une réparation, sans pour autant devoir arrêter complètement la station de pompage.
- **Joint souple.**
- **Convergent** : permet d'accélérer progressivement l'écoulement provenant de la bêche (généralement compris entre 1 et 2 m/s pour l'amener à des valeurs de 2 à 5 m/s), ce qui favorise la bonne répartition des vitesses à l'amont de la pompe.
- **Coude.**

### 6.2.2 Refoulement

Les pompes sont toujours en charge, et refoulent l'eau dans une conduite de refoulement.

Les équipements situés en ligne entre la pompe et la conduite de refoulement sont :

- **Divergent** : permet de diminuer la vitesse de l'eau à la sortie de la pompe. En effet, le diamètre économiquement optimal impose une vitesse dans la conduite de refoulement généralement inférieure à 2 m/s, alors qu'à la sortie de la pompe, celle-ci est de l'ordre de 3 à 7 m/s.
- **Coude.** (pour une aspiration en charge)
- **Clapet anti-retour** : empêche l'inversion du débit lorsque la pompe est arrêtée, et évite que la conduite d'aspiration (pour une aspiration en charge) ne soit soumise à la pression du refoulement.
- **Joint souple.**
- **Vanne-papillon** : est utilisée pour isoler la pompe de la conduite de refoulement pour l'entretien, le démontage et la réparation. De plus, l'ouverture progressive de la vanne au démarrage et sa fermeture progressive à l'arrêt du groupe améliore la protection contre les coups de bélier.

### 6.2.3 Secours

En ce qui concerne l'exploitation de la station de pompage, les pompes seront exploitées par roulement.

L'unité de secours sera utilisée en cas de défaillance de l'un des groupes électropompes, ou lors d'un arrêt pour maintenance ou révision.

### 6.2.4 Régulation

La régulation est assurée par la télésignalisation des niveaux critiques dans les réservoirs aux stations de pompage.

### 6.2.5 Protection anti-bélier

La protection anti-bélier est assurée par des réservoirs hydro-pneumatiques situés sur chaque tronçon de refoulement.

### 6.2.6 Raccordement électrique

### 6.2.7 Tension d'alimentation des groupes électropompes

La puissance nominale des moteurs étant assez importante (de 560 kW à plus de 2'000 kW), il est exclu de faire appel à de basses tensions. On utilise donc les moyennes tensions.

### 6.2.8 Puissances auxiliaires

- Eclairage : 7 à 10 Kw
- Ventilation : 3 à 5 Kw
- Manutention / Levage : 2 à 5 Kw
- Compresseurs : 5 Kw
- Chargeurs de batteries : 1 Kw
- Pompes de drainage : 1 Kw
- Instrumentation / Contrôle : 3 Kw
- Atelier : 10 Kw
- TOTAL 32 à 40 kW

## 6.3 Principes de sélection des pompes

### 6.3.1 Choix du type de pompe

le sélection du type de pompes passe par des critères qui doivent être pris en compte afin de faire le meilleur choix possible. Ces critères se résument comme suit :

- Garantir le débit appelé  $Q_{app}$  et la hauteur HMT.
- Le meilleur rendement.
- Vérification de la condition de non cavitation.
- Faible encombrement et poids.
- Vitesse de rotation la plus importante.
- Puissance absorbée minimale.
- Doit être fabriqué en série.
- Répondre à la conception la plus économique du bâtiment.

### 6.3.2 Couplage des pompes

Il existe deux types d'accouplement de pompe :

- **Le couplage en série** : Ce type de couplage est utilisé pour accroître la hauteur de refoulement des pompes.
- **Le couplage parallèle** : Ce type de couplage est utilisé pour accroître le débit délivré par les pompes.

### 6.3.3 Choix du nombre de pompes

L'efficacité d'une station de pompage dépend d'un bon choix du nombre de pompes, qui se fait selon les paramètres ci-après :

- Nombre minimal de pompes.
- Rendement maximal.
- Charge nette d'aspiration minimale requise NPSHr.
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.

## 6.4 Choix des pompes de la station de pompage SP1

Le choix de l'emplacement de la station de pompage 1 est dû au fait que le terrain appartient au maître d'ouvrage (Algérienne des Eaux "ADE") et qu'il contient un transformateur électrique.

La station de pompage SP1 est située à Maaltia et alimente le réservoir projeté de Douaidia ainsi que la bache de la station de pompage SP2.

Le débit que doit assurer la station SP1 doit alimenter toutes les localités d'El Oudj ainsi que des localités voisines tel que

$Q_{sp1} = 368.61 \text{ m}^3/h = 102.4 \text{ l/s}$  avec un temps de pompage de 18h.

Comme déterminé dans le chapitre précédent, voici les caractéristiques techniques du tronçon reliant les stations de pompage 1 et 2 qui sera alimenté par la station de pompage SP1 :

TABLE 6.1 – Caractéristiques de la conduite alimentée par SP1

Dext (mm)	Epaisseur (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Hg (mm)	HMT (m)
400	36.3	6273.8	102.4	107.15	132.5

**Remarque :** Pour le choix de pompe nous avons utilisés l'outil de sélection de pompe XYLECT, où Xylect est un outil web qui simplifie et raccourcit le processus de sélection des produits XYLEM. Il inclut une fonction de recherche des pompes, de consultation des produits et de sélection de documents.

TABLE 6.2 – Exposition des variantes de pompe pour la station de pompage 1

Nombre	Gamme	Débit (l/s)	HMT (m)	$\eta$ (%)	V rotation (rpm)	P absorbée (KW)	NPSHr
1	MPA150B/05A/BD2000/L45VDNC4	111.2	137	78.7	1490	189.4	3.4
2	MPA100B/02A/BD900/L25VCCC4	51.95	133.2	79.4	2980	170.6	4.4
3	<b>MPA125A/06A/BD750/L45VCCC4</b>	<b>37.2</b>	<b>137.2</b>	<b>79.6</b>	<b>1488</b>	<b>188.2</b>	<b>1.7</b>
4	MPA125A/06A/BD750/L45VCCC4	32.325	147.6	78.8	1488	237.2	1.6
5	MPA100B/08A/BD450/L45VCCC4	23.06	139.3	79	1479	199.2	1.3

Selon les critères mentionnés plus haut pour le choix du nombre de pompes, il a été décidé que le choix optimal est de **3 pompes avec une pompe de secours** du type "MPA125A/06A/BD750/L45VCCC4".

Les pompes sélectionnées sont caractérisées par les propriétés techniques indiquées dans les fiches techniques (Voir annexe) et les courbe caractéristiques de la figure () suivante :

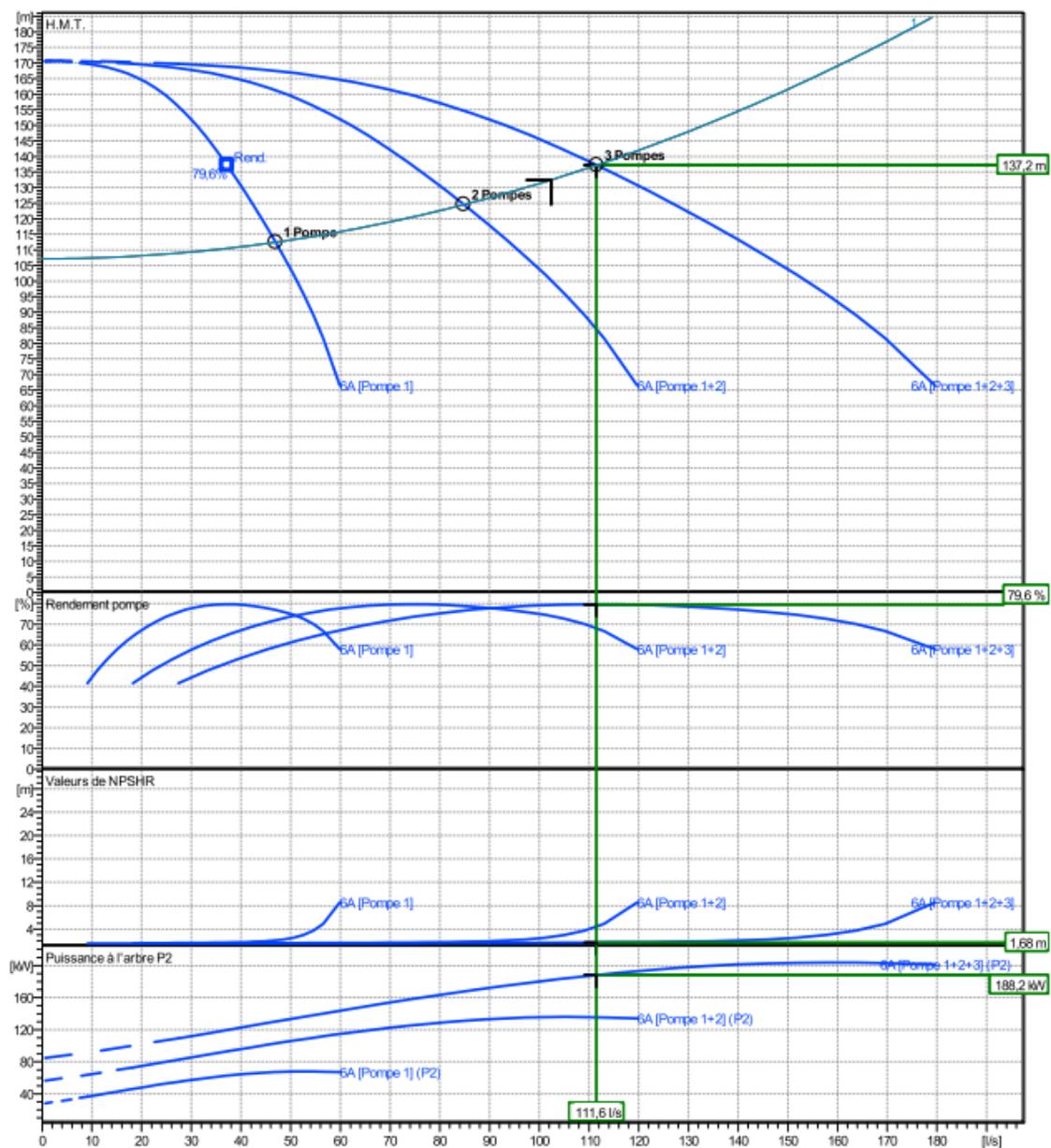


FIGURE 6.1 – Courbes caractéristiques des pompes de SP1

### 6.4.1 Caractéristiques du moteur

TABLE 6.3 – Caractéristiques du moteur

Fréquence (Hz)	Tension nominale (V)	Vitesse nominale (rpm)	Poids (Kg)	Puissance nominale (KW)	Courant nominal (A)
50	400	1488	548	75	134

### 6.4.2 Point de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe installée en exploitation (Q - H) et de la courbe caractéristique de la conduite délivrant le débit de la pompe en exploitation (Q - Hc). La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le fabricant ou par des tests de la pompe, tandis que la courbe caractéristique de la tuyauterie est déterminée par l'installateur de la pompe.

#### Courbe caractéristique de la conduite

Afin de réaliser la courbe caractéristique de la conduite, nous devons d'abord calculer Hc par la formule suivante :

$$H_c = H_g + \Delta H_t \dots (DA) \quad (6.1)$$

Avec :

$$\Delta h_t = 1.1 * \Delta H_{lin} \dots (DA) \quad (6.2)$$

Et :

$$\Delta H_{lin} = \frac{8\lambda L_r Q^2}{\pi^2 g D^{5.3}} \dots (DA) \quad (6.3)$$

Tel que :

$\Delta H_{lin}$  : Pertes de charge linéaires générées par la conduite en (m).

$\Delta H_t$  : Pertes de charge totales générées par la conduite en (m).

Hg : Hauteur géométrique (m).

D : Diamètre économique de la conduite de refoulement en (m).

Lr : Longueur de la conduite de refoulement en (m).

Q : Débit refoulé en (m<sup>3</sup>/s).

TABLE 6.4 – Calcul de Hc en fonction du débit

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	3Q (m <sup>3</sup> /h)	Hg (m)	Lref (m)	Dint (mm)	λ	ΔHL	ΔHt	Hc (m)
1	0	0	107.15	6273.8	327.4	0.021	0	0	107.15
2	10	30	107.15	6273.8	327.4	0.021	0.20	0.23	107.38
3	20	60	107.15	6273.8	327.4	0.021	0.80	0.92	108.07
4	30	90	107.15	6273.8	327.4	0.021	1.81	2.08	109.23
5	40	120	107.15	6273.8	327.4	0.021	3.21	3.69	110.84
6	50	150	107.15	6273.8	327.4	0.021	5.02	5.77	112.92
7	60	180	107.15	6273.8	327.4	0.021	7.23	8.31	115.46
8	70	210	107.15	6273.8	327.4	0.021	9.83	11.31	118.46
9	80	240	107.15	6273.8	327.4	0.021	12.85	14.77	121.92
10	90	270	107.15	6273.8	327.4	0.021	16.26	18.70	125.85
11	100	300	107.15	6273.8	327.4	0.021	20.07	23.08	130.23
12	110	330	107.15	6273.8	327.4	0.021	24.29	27.93	135.08
13	120	360	107.15	6273.8	327.4	0.021	28.90	33.24	140.39
14	130	390	107.15	6273.8	327.4	0.021	33.92	39.01	146.16
15	140	420	107.15	6273.8	327.4	0.021	39.34	45.24	152.39

Par le biais de la courbe caractéristique suivante, nous pouvons déterminer le point de fonctionnement de la pompe : D'après la courbe précédente les coordonnées du point de

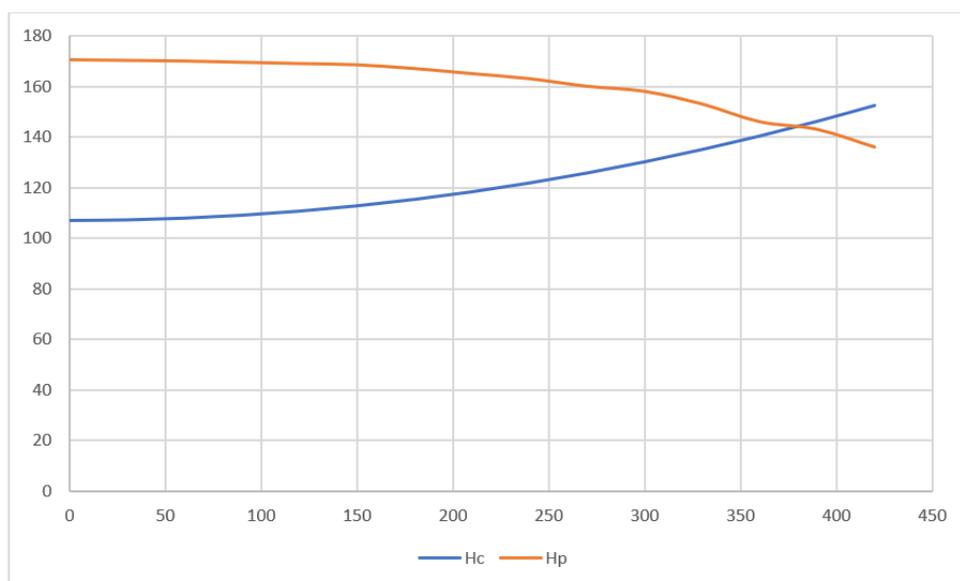


FIGURE 6.2 – Courbe caractéristique de la conduite

fonctionnement sont les suivants :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 380 \text{ m}^3/\text{h} > Q_{app} = 368,61 \text{ m}^3/\text{h} \\ H_{pf} = 155,71 \text{ m} > H_{app} = 132,5 \text{ m} \end{cases} \quad (6.4)$$

⇒ Le débit au point de fonctionnement est supérieur au débit appelé, un ajustement doit être envisagé.

### 6.4.3 Modes de réglage

En fonction du débit appelé, inférieur ou supérieur à celui disponible, on distingue les modes de réglage suivants :

#### Débit disponible > débit appelé

C'est à dire que le débit pompé est supérieur à la demande, donc on considère :

- **Réglage qualitatif** : Par réduction de la vitesse de rotation de la pompe.
- **Réglage quantitatif** : Par vannage, à travers la fermeture partielle du robinet vanne de refoulement.
- **Augmentation des pertes de charge** : Par ajouts des singularités le long de la conduite de refoulement.
- **Diminution du temps de pompage** : Pour le cas d'un pompage vers un réservoir.
- **Changement du type de la pompe.**
- **Rognage** : En diminuant le diamètre de la roue, et en préservant la vitesse de rotation et la distance entre les deux flasques.

**Débit disponible < débit appelé**

Cela signifie que le débit pompé est inférieur à la demande, donc on envisage :

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

⇒ Pour notre cas  $Q_{pf} > Q_{app}$  donc on va essayé les différents types de réglages pour ce cas puis choisir le plus adéquat.

**6.4.4 Réglage des pompes de la station SP1**

**Vannage**

Le rendement de l'installation après vannage est de :

$$\eta_{ap,van} = \eta_{av,van} + \frac{H_{app}}{H_{app} + h_v} \tag{6.5}$$

Tel que :

$\eta_{ap,van}$  : rendement de l'installation après le vannage en (%).

$\eta_{av,van}$  : rendement de l'installation avant le vannage en (%), avec  $\eta_{av,van} = 79.6\%$ .

$H_{app}$  : Hauteur manométrique appelée en (m) avec  $H_{app} = 132.5m$ .

$h_v$  : La différence entre la hauteur  $H'$  et la hauteur appelée comme suit :

$$h_v = H' - H_{app} \tag{6.6}$$

Avec :

$H'$  : La hauteur correspondant à la projection du débit appelé sur la courbe caractéristique de la pompe ( $H' = 142$  m).

Donc :

$$h_v = 142 - 132.5 = 9.5m$$

En remplaçant dans l'équation (6.5), on trouve :

$$\eta_{ap,van} = 0.796 + \frac{132.5}{132.5+9.5} = 0.743 \Rightarrow \eta_{ap,van} = 74.3\%$$

On passe au calcul de la puissance absorbée en cas de vannage, tel que :

$$P_{abs} = \frac{\rho \cdot g \cdot H_{app} \cdot Q}{\eta_{ap,van}} \tag{6.7}$$

Avec :

$$Q = \frac{Q_{app}}{Nb_{ppe}} = \frac{368.61}{3} = 122.87m^3/h$$

Donc on trouve la puissance comme suit :

$$P_{abs} = \frac{9810 \times 132.5 \times 122.87}{0.743 \times 3600 \times 1000} = 59.71KW$$

### Diminution du temps de pompage

Utilisée pour le cas où le pompage s'effectuerait dans un réservoir.  
Le nouveau temps de fonctionnement de la station est donné par :

$$t' = \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} \times t \quad (6.8)$$

Avec :

$t'$  : Nouveau temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (h).

$t$  : Le temps de fonctionnement de la station de pompage par jour en (h).

Dans notre cas  $t = 18$  h, donc  $t'$  est :

$$t' = \frac{368.61}{380} \times 18 = 17.46h = 17h28min$$

En utilisant la formule (6.7) avec  $Q = \frac{Q_{pf}}{Nb_{ppe}} = 126.67m^3/h$ , on trouve :

$$\Rightarrow P_{abs} = 57.46KW$$

### Rognage

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude suivante :

$$\begin{cases} \frac{Q_{pf}}{Q_{app}} = \lambda^2 \dots (1) \\ \frac{H_{pf}}{H_{app}} = \lambda^2 \dots (2) \end{cases} \quad (6.9)$$

Ce qui nous permet de tirer la formule suivante :

$$H_{pf} = \frac{H_{app}}{Q_{app}} \cdot Q_{pf} \quad (6.10)$$

Ainsi que :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \left(\frac{D}{d}\right)^2 \Rightarrow D = d \sqrt{\frac{Q_{pf}}{Q_{app}}} \quad (6.11)$$

Avec :

$d$  : Diamètre de la roue à rogner en (mm).

$D$  : Diamètre de la roue après rognage en (mm).

On trouve donc :

$$\Rightarrow D = 125 \times \sqrt{\frac{368.61}{380}} = 123.11mm$$

On calcul le pourcentage de rognage comme suit :

$$\begin{cases} Avec \left(\frac{d}{D}\right)^2 = \frac{1}{m^2} \\ R\% = (1 - m) \times 100 \end{cases} \quad (6.12)$$

Avec :

m : Coefficient de rognage.

R : Pourcentage de rognage.

On a alors :

$$\Rightarrow m = 0.985$$

Donc :

$$R = (1 - 0.985) \times 100 = 1.5\%$$

On a obtenu un pourcentage de rognage inférieur à 15 %, donc dans ce cas le rognage est efficace.

Le rendement après le rognage est de  $\eta_{ap,rog} = 78.4\%$ .

A travers la formule (6.7), la puissance absorbée est :

$$\Rightarrow P_{abs} = 56.59Kw$$

Ainsi, après avoir testé les trois types d'ajustement, nous optons pour le réglage par rognage car c'est celui qui présente la plus faible puissance absorbée.

L'équation de la courbe de proportionnalité est la suivante :  $H = aQ^2$ ,

tel que :

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} \tag{6.13}$$

On obtient donc la courbe de la figure (6.3) ci-après :

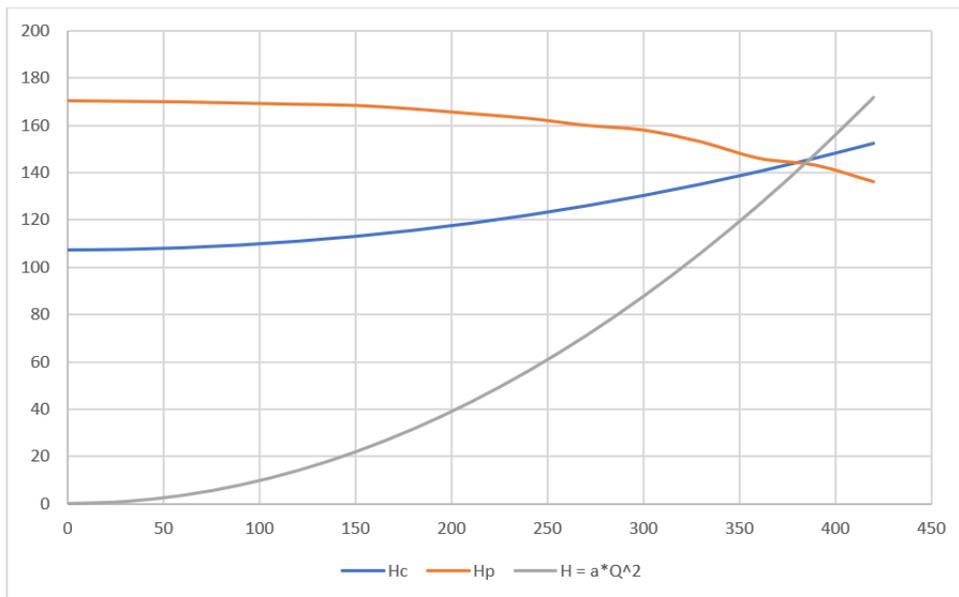


FIGURE 6.3 – Courbe caractéristique des pompes de SP1 après réglage

### 6.4.5 Étude de la cavitation

Selon (ZELLA 2015), si la pression du liquide diminue et atteint la tension de vapeur, il se produit un changement d'état du liquide.

On enregistre alors une évaporation (bulles de vapeur) et un dégagement intense de gaz dissous dans le liquide jusqu'à l'ébullition local du liquide.

Quand les bulles de la vapeur entraînées par le courant où la pression est supérieure à la tension de vapeur, il se produit une condensation complète.

Ce phénomène qui s'accompagne de bruit, porte le nom de cavitation. Dans les pompes, la cavitation apparaît principalement à l'entrée de la machine où la pression est inférieure à la pression atmosphérique.

Elle peut causer par destruction de la matière, de grave dégâts à la roue de la pompe.

Pour éviter ce phénomène de cavitation, il est nécessaire de vérifier la condition de non cavitation suivante :

$$NPSH_r < NPSH_d \quad (6.14)$$

Tel que :

$NPSH_r$  : Charge nette d'aspiration requise, fournie par le constructeur.

$NPSH_d$  : Charge nette d'aspiration disponible, fournie par l'installateur.

On a aussi :

$$NPSH_d = NPSH_r + r \quad (6.15)$$

Avec  $r$  : marge de sécurité tel que  $r=(0.3 - 0.5)$  m prend  $r=0.4$  m  
et  $NPSH_r = 1.68m$

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse donnée, il existe une limite de hauteur d'aspiration qui doit toujours être maintenue en dessous.

Pour éviter toute cavitation, la pompe doit être placée à une hauteur d'aspiration admissible de sorte que le  $NPSH_r$  soit toujours inférieur au  $NPSH_d$  disponible.

Dans notre cas, on a une installation en charge donc :

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{\varrho} - \frac{P_v}{\varrho} - (-h_{asp}^{adm} + \Sigma hp_{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}) \quad (6.16)$$

Ce qui nous donne la formule de la hauteur d'aspiration admissible suivante :

$$h_{asp}^{adm} = NPSH_r + r - \frac{P_{atm}}{\varrho} + \frac{P_v}{\varrho} + \Sigma hp_{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (6.17)$$

La valeur de la pression atmosphérique est obtenue à partir du tableau ci-dessous :

TABLE 6.5 – Pression atmosphérique en fonction de la cote

<b>H (m)</b>	<b>-50</b>	<b>0</b>	<b>100</b>	<b>300</b>	<b>500</b>	<b>1500</b>	<b>2000</b>
$\frac{P_{atm}}{\varrho}$ <b>(m)</b>	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Étant donné que la hauteur dans notre cas est de 155,87 m, nous trouvons par interpolation numérique  $\frac{P_{atm}}{\varpi} = 10.16$  m

La tension de vapeur est déterminée en se basant sur le tableau suivant :

TABLE 6.6 – Pression de vapeur en fonction de la température

T (°c)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varpi}$ (m.c.e)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

Ayant une température de 20 (°c) la tension de vapeur d'eau est de  $\frac{P_v}{\varpi} = 0.24$  (m.c.e)

On passe maintenant au calcul de la vitesse d'aspiration par la formule suivante :

$$V_{asp} = \frac{4Q}{\Pi D_a^2} \quad (6.18)$$

Avec  $D_a = (1.2 - 1.5)DN_s$

Tel que :  $DN_s$  est le diamètre de la tubulure d'aspiration

Donc  $D_a = 1.4 * 200 = 280$  (mm)

$$\Rightarrow V_{asp} = \frac{4 * 122.87}{\Pi * 0.28^2 * 3600} = 0.55 \text{ m/s}$$

Les pertes de charges totales à l'aspiration se calcul par :

$$\Delta H_{asp} = (1.1 - 1.15) \Delta H_{asp}^{lin} \quad (6.19)$$

Tel que les pertes de charges linéaires à l'aspiration :

$$\Delta H_{asp}^{lin} = \frac{K' L_{asp} Q^{1.77}}{D^{4.774}} = 0.13 \text{ m} \quad (6.20)$$

Avec  $K' = 0.001052$  et  $L_{asp} = 7.25$  m

$$\Rightarrow \Delta H_{asp} = 1.1 * \Delta H_{asp}^{lin} = 0.143 \text{ m}$$

Donc, après le calcul de tous les paramètres nécessaires, voici la hauteur d'aspiration admissible calculée à partir de l'équation (6.17) :

$$\Rightarrow h_{asp}^{adm} = -7.68 \text{ m}$$

On doit donc changer le type d'installation vers une installation en aspiration, où la hauteur admissible d'aspiration est donnée par :

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_{atm}}{\varpi} - NPSH_r - r - \frac{P_v}{\varpi} - \Sigma h_{p_{asp}} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (6.21)$$

Ce qui nous donne :

$$\Rightarrow h_{asp}^{adm} = 7.68 \text{ m}$$

### 6.4.6 Calage des pompes

Le calage de la pompe consiste en la détermination de la côte de l'axe de la pompe pour laquelle celle-ci fonctionne sans risque de cavitation.

Pour notre cas d'installation en charge :

$$C_{axe} = C_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad (6.22)$$

Tel que :

$C_{axe}$  : Cote de l'axe de la pompe en m.

$C_{min}$  : Cote minimale pour l'aspiration en m.

$r$  : Marge de sécurité tel que  $r = 0.3$  m

$$C_{min} = C_p - h_e + h_{inc} = 159.87 - 4 + 0.24 = 156.11m \quad (6.23)$$

Donc la cote de l'axe de la pompe est de

$$\Rightarrow C_{axe} = 163.49m$$

## 6.5 Choix des pompes de la station de pompage SP2

La station de pompage SP2 est située à Douaidia et alimente le réservoir existant d'El Oudj.

Le débit que doit assurer la station SP2 doit alimenter les cinq localités d'El Oudj tel que

$Q_{sp2} = 148.91 \text{ m}^3/h = 41.4 \text{ l/s}$  pendant un temps de pompage de 18h.

Les caractéristiques techniques du tronçon connectant la station de pompage SP2 et le réservoir d'El Oudj et qui doit être alimenté par SP2 sont récapitulées dans le tableau ci-après :

TABLE 6.7 – Caractéristiques de la conduite alimentée par SP2

Dext (mm)	Epaisseur (mm)	Longueur (m)	Débit (l/s)	Hg (mm)	HMT (m)
250	22.7	4703	41.4	64.48	100.5

**Remarque :** Pour le choix de pompe nous avons utilisés l'outil de sélection de pompe XYLECT où Xylect est un outil web qui simplifie et raccourcit le processus de sélection des produits XYLEM. Il inclut une fonction de recherche des pompes, de consultation des produits et de sélection de documents.

TABLE 6.8 – Exposition des variantes de pompe pour la station de pompage 2

Nombre	Gamme	Débit (l/s)	HMT (m)	$\eta$ (%)	V rotation (rpm)	P absorbée (KW)	NPSHr (m)
1	MPA125B/04A/BD750/L45VCCC4	44	105.1	79.7	1488	56.8	1.7
2	MPA100B/06A/BD370/L45VCCC4	22.34	106.5	78.7	1480	59.2	1.3
3	MPA100A/06A/BD300/L45VCCC4	15.09	107.6	73.9	1477	64.5	1.2
4	MPA65B/07A/BD185/L45VCCC4	10.2	99.4	74.4	1473	53.3	1.2

Selon les critères cités précédemment pour le choix du nombre de pompes, il est convenu que le choix optimal est 1 pompe avec une pompe de secours du type "MPA125B/04A/BD750/L45VCCC4".

Les courbes caractéristiques de la pompe choisi sont données dans la figure suivante :

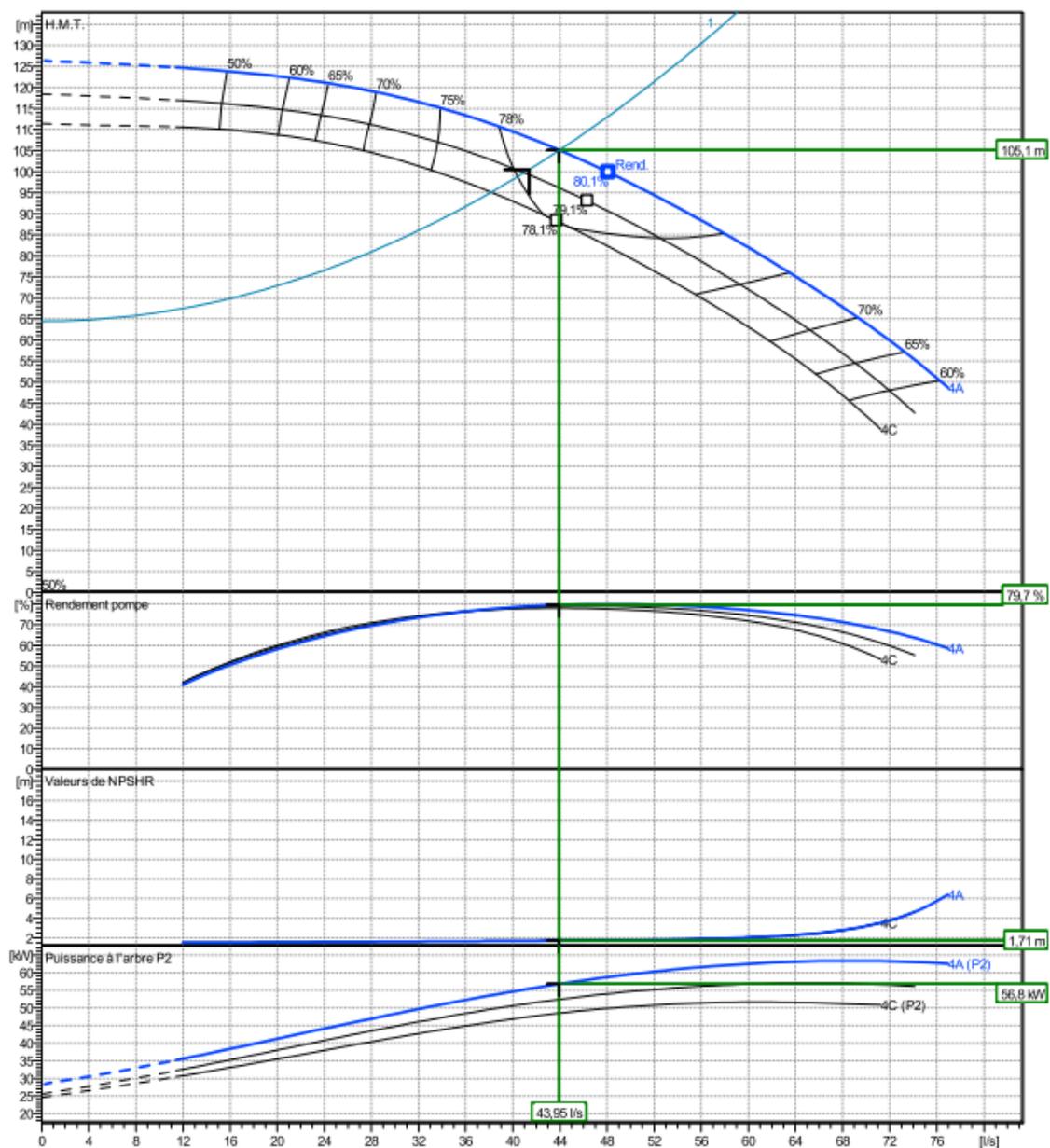


FIGURE 6.4 – Courbes caractéristiques des pompes de SP2

### 6.5.1 Caractéristiques du moteur

TABLE 6.9 – Caractéristiques du moteur

Fréquence (Hz)	Tension nominale (V)	Vitesse nominale (rpm)	Poids (Kg)	Puissance nominale (KW)	Courant nominal (A)
50	400	1488	548	75	134

### 6.5.2 Point de fonctionnement des pompes

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection de la courbe caractéristique de la pompe installée en exploitation (Q - H) et de la courbe caractéristique de la conduite délivrant le débit de la pompe en exploitation (Q - Hc). La courbe caractéristique de la pompe est donnée par le fabricant ou par des tests de la pompe, tandis que la courbe caractéristique de la tuyauterie est déterminée par l'installateur de la pompe.

#### Courbe caractéristique de la conduite

Afin de réaliser la courbe caractéristique de la conduite, nous devons d'abord calculer Hc par la formule suivante :

$$H_c = H_g + \Delta H_t \dots (DA) \quad (6.24)$$

Avec :

$$\Delta h_t = 1.1 * \Delta H_{lin} \dots (DA) \quad (6.25)$$

Et :

$$\Delta H_{lin} = \frac{8\lambda L_r Q^2}{\pi^2 g D^{5.3}} \dots (DA) \quad (6.26)$$

Tel que :

$\Delta H_{lin}$  : Pertes de charge linéaires générées par la conduite en (m).

$\Delta H_t$  : Pertes de charge totales générées par la conduite en (m).

Hg : Hauteur géométrique (m).

D : Diamètre économique de la conduite de refoulement en (m).

Lr : Longueur de la conduite de refoulement en (m).

Q : Débit refoulé en (m<sup>3</sup>/s).

TABLE 6.10 – Calcul de Hc en fonction du débit

N°	Q (m <sup>3</sup> /h)	Hg (m)	Lref (m)	Dint (mm)	$\lambda$	$\Delta H_L$	$\Delta H_t$	Hc (m)
1	0	64.48	4703	204.6	0.0236	0	0	64.48
2	20	64.48	4703	204.6	0.0236	0.79	0.91	65.39
3	40	64.48	4703	204.6	0.0236	3.17	3.64	68.12
4	60	64.48	4703	204.6	0.0236	7.12	8.19	72.67
5	80	64.48	4703	204.6	0.0236	12.67	14.56	79.04
6	100	64.48	4703	204.6	0.0236	19.79	22.76	87.24
7	120	64.48	4703	204.6	0.0236	28.50	32.77	97.25
8	140	64.48	4703	204.6	0.0236	38.79	44.60	109.08
9	160	64.48	4703	204.6	0.0236	50.66	58.26	122.74

À travers la courbe caractéristique suivante, nous arrivons à identifier le point de fonctionnement de la pompe :

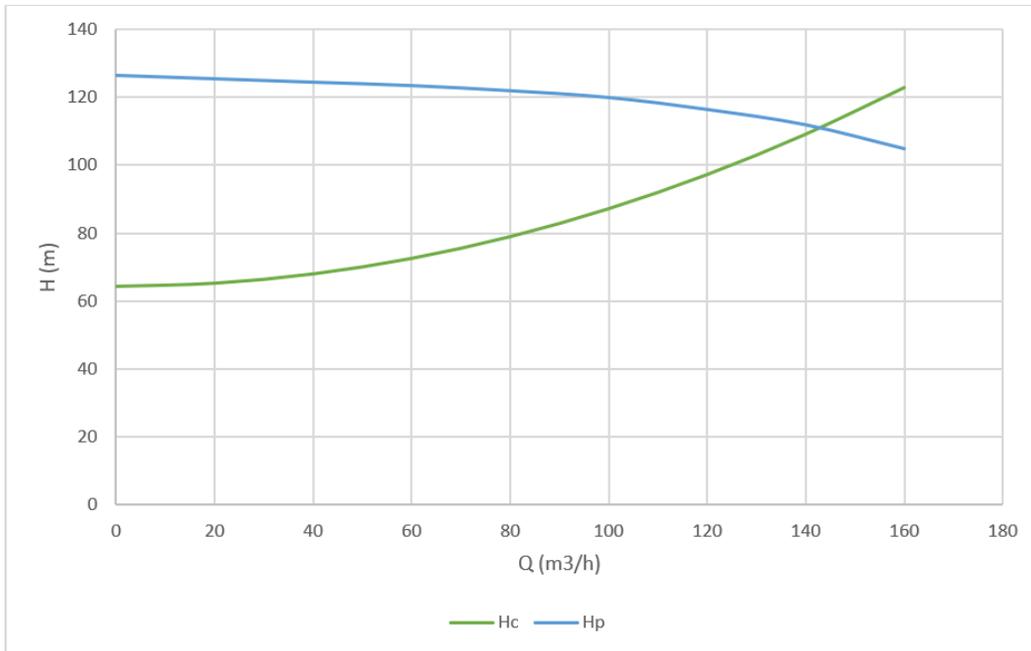


FIGURE 6.5 – Courbe caractéristique de la conduite

D'après la courbe précédente les coordonnées du point de fonctionnement sont les suivants :

$$\begin{cases} Q_{pf} = 142.73 \text{ m}^3/h < Q_{app} = 148,91 \text{ m}^3/h \\ H_{pf} = 110.88 \text{ m} > H_{app} = 100.52 \text{ m} \end{cases} \quad (6.27)$$

⇒ Le débit au point de fonctionnement est inférieur au débit appelé, un ajustement est donc à envisager.

### 6.5.3 Réglage des pompes de la station SP2

Un réglage qualitatif a été prévu pour ce cas, nous allons donc augmenter la vitesse de la pompe.

Pour déterminer la nouvelle vitesse de rotation, nous appliquerons la loi de similitude :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = \frac{N \cdot Q_{app}}{Q_{pf}} \Leftrightarrow n = \frac{1488 \times 148,91}{142.73} \quad (6.28)$$

Donc la nouvelle vitesse de rotation est

$$\Rightarrow n \approx 1553 \dots (tr/min)$$

Tel que :

n : Vitesse de rotation après réglage en (tr/min).

N : Vitesse de rotation initiale en (tr/min).

Le rendement est calculé aussi par loi de similitude :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{r}{\eta} \Rightarrow r = \frac{\eta \cdot Q_{app}}{Q_{pf}} \Leftrightarrow r = \frac{0,797 \times 148,91 \times 100}{142,73} \quad (6.29)$$

Donc le nouveau rendement est

$$\Rightarrow r \approx 83,2\%$$

La nouvelle puissance absorbée est donc :

$$P = \frac{\rho * g * HMT * Q}{r} = 49.06KW \quad (6.30)$$

L'équation de la courbe de proportionnalité est la suivante :  $H = aQ^2$ ,  
tel que :

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} \quad (6.31)$$

On obtient donc la courbe ci-après :

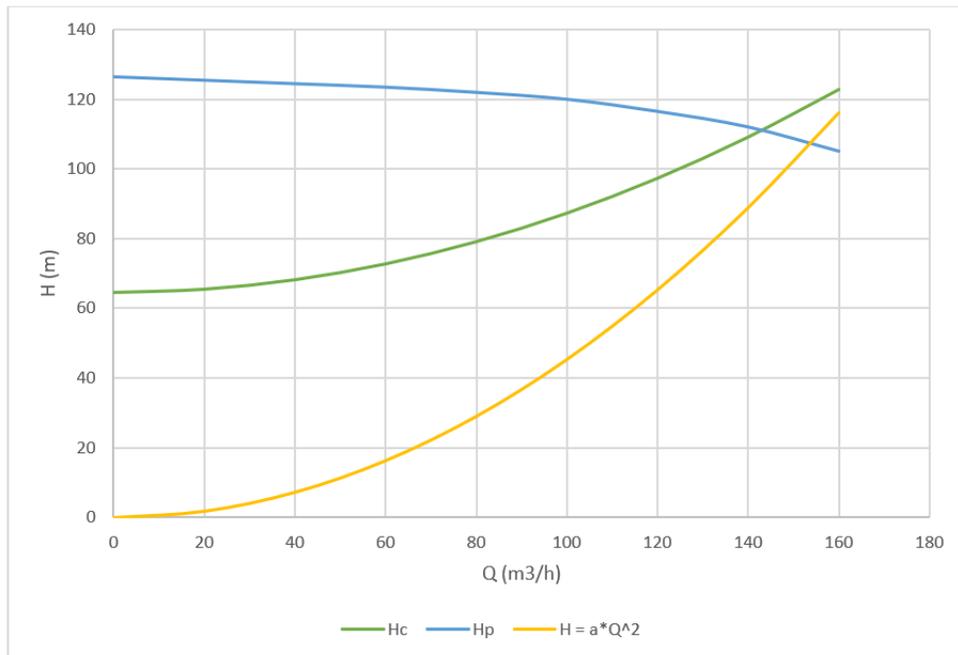


FIGURE 6.6 – Courbe caractéristique des pompes de SP2 après réglage

### 6.5.4 Étude de la cavitation

Pour éviter le phénomène de cavitation, il est nécessaire de vérifier la condition de non cavitation suivante :

$$NPSH_r < NPSH_d \quad (6.32)$$

Tel que :

$NPSH_r$  : Charge nette d'aspiration requise, fournie par le constructeur.

$NPSH_d$  : Charge nette d'aspiration disponible, fournie par l'installateur.

On a aussi :

$$NPSH_d = NPSH_r + r \quad (6.33)$$

Avec  $r$  : marge de sécurité tel que  $r=(0.3 - 0.5)$  m prend  $r=0.4$  m  
et  $NPSH_r = 1.7m$

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse donnée, il existe une limite de hauteur d'aspiration qui doit toujours être maintenue en dessous.

Pour éviter toute cavitation, la pompe doit être placée à une hauteur d'aspiration admissible de sorte que le  $NPSH_r$  soit toujours inférieur au  $NPSH_d$  disponible.

Dans notre cas, on a une installation en charge donc :

$$NPSH_d = \frac{P_{atm}}{\varrho} - \frac{P_v}{\varrho} - (-h_{asp}^{adm} + \Sigma hp_{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g}) \quad (6.34)$$

Ce qui nous donne la formule de la hauteur d'aspiration admissible suivante :

$$h_{asp}^{adm} = NPSH_r + r - \frac{P_{atm}}{\varrho} + \frac{P_v}{\varrho} + \Sigma hp_{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (6.35)$$

La valeur de la pression atmosphérique est obtenue à partir du tableau ci-dessous :

TABLE 6.11 – Pression atmosphérique en fonction de la cote

H (m)	-50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\varrho}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Étant donné que la hauteur dans notre cas est de 259.02 m, nous trouvons par interpolation numérique  $\frac{P_{atm}}{\varrho} = 10.09$  m

La tension de vapeur est déterminée en se basant sur le tableau suivant :

TABLE 6.12 – Pression de vapeur en fonction de la température

T (°c)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\varrho}$ (m.c.e)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

## CHAPITRE 6

Ayant une température de 20 (°c) la tension de vapeur d'eau est de  $\frac{P_v}{\varphi} = 0.24$  (m.c.e)

On passe maintenant au calcul de la vitesse d'aspiration par la formule suivante :

$$V_{asp} = \frac{4Q}{\Pi D_a^2} \quad (6.36)$$

Avec  $D_a = (1.2 - 1.5)DN_s$

Tel que :  $DN_s$  est le diamètre de la tubulure d'aspiration

Donc  $D_a = 1.4 \times 200 = 280(mm)$

$$\Rightarrow V_{asp} = \frac{4 \cdot 148,91}{\Pi \cdot 0.28^2 \cdot 3600} = 0.67 m/s$$

Les pertes de charges totales à l'aspiration se calcul par :

$$\Delta H_{asp} = (1.1 - 1.15)\Delta H_{asp}^{lin} \quad (6.37)$$

Tel que les pertes de charges linéaires à l'aspiration :

$$\Delta H_{asp}^{lin} = \frac{K' L_{asp} Q^{5.3}}{D^{4.774}} = 0.16m \quad (6.38)$$

Avec  $K' = 0.001052$  et  $L_{asp} = 6$  m

$$\Rightarrow \Delta H_{asp} = 1.1 * \Delta H_{asp}^{lin} = 0.18m$$

Donc, après le calcul de tous les paramètres nécessaires, voici la hauteur d'aspiration admissible calculée à partir de l'équation (6.35) :

$$\Rightarrow h_{asp}^{adm} = -7.55m$$

On doit donc changer le type d'installation vers une installation en aspiration, où la hauteur admissible d'aspiration est donnée par :

$$h_{asp}^{adm} = \frac{P_{atm}}{\varphi} - NPSH_r - r - \frac{P_v}{\varphi} - \Sigma h_{p_{asp}} - \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (6.39)$$

Ce qui nous donne :

$$\Rightarrow h_{asp}^{adm} = 7.55m$$

### 6.5.5 Calage des pompes

Le calage de la pompe consiste en la détermination de la cote de l'axe de la pompe pour laquelle celle-ci fonctionne sans risque de cavitation.

Pour notre cas d'installation en charge :

$$C_{axe} = C_{min} + h_{asp}^{adm} - r \quad (6.40)$$

Tel que :

$C_{axe}$  : Cote de l'axe de la pompe en m.

$C_{min}$  : Cote minimale pour l'aspiration en m.

$r$  : Marge de sécurité tel que  $r = 0.3$  m

$$C_{min} = C_p - h_e + h_{inc} = 262,02 - 4 + 0.48 = 258.5m \quad (6.41)$$

Donc la cote de l'axe de la pompe est de

$$\Rightarrow C_{axe} = 265.75m$$

## 6.6 Conclusion du chapitre

Dans ce chapitre, nous avons dimensionné les deux stations de pompage projetées ainsi que leur bache d'aspiration. La première station est composée de 2 pompes + 1 pompe de secours pour assurer un débit de  $368.81 \text{ m}^3/h$  et une HMT de 138.15, tandis que la seconde est équipée d'une seule pompe + 1 pompe de secours et assure un débit de  $148.91 \text{ m}^3/h$  avec une HMT de 105.07 m.

## **Chapitre 7**

# **Protection des conduites contre le coup de bélier**

Les changements de régime d'écoulement d'un fluide contenu dans une canalisation entraînent souvent des variations soudaines de la pression. Ces variations seront plus importantes si le fluide est un liquide et si la médiation de l'écoulement a été brusque. Par rapport au régime permanent, les pressions peuvent atteindre des valeurs excessives.

Le coup de bélier est le terme utilisé pour décrire les variations de pression provoquées par la médiation rapide de l'écoulement d'un liquide à l'intérieur d'une canalisation.

### 7.1 Causes d'apparition des coups de bélier

Les causes des coups de bélier sont diverses mais elles sont fréquentes lors du démarrage ou de l'arrêt d'une installation hydraulique, par exemple, une prompte fermeture de vanne ou un arrêt rapide de pompe.

Le fonctionnement en régime instationnaire, même très exceptionnel, d'une installation hydraulique doit toujours attirer l'attention de l'ingénieur concepteur.

Ces phénomènes peuvent avoir des conséquences fâcheuses telles que la rupture de canalisations et la détérioration d'appareils traversés par le fluide.

Il est donc capital de prévoir et d'étudier ces phénomènes transitoires afin de réduire leurs effets par l'utilisation de dispositifs spéciaux et le dimensionnement correct des différents composants d'une installation.

### 7.2 Dommages causés par les coups de bélier

L'apparition des coups de béliers sur les installations, aboutis à des modifications dynamiques des pressions, ces modifications causent des dommages nuisibles aux installations, parmi ces dommages citons :

#### 7.2.1 Augmentations de pression

L'augmentation des pressions lors d'un arrêt brusque d'une installation de pompage cause :

- Ruptures de tuyaux.
- Dommages aux supports de la tuyauterie.
- Dommages aux pompes, aux fondations, aux pièces internes de tuyauterie et aux appareils de robinetterie.

#### 7.2.2 Baisses de pression

Cette baisse de pression cause :

- Collapse de tuyauteries en matière plastique ou en acier mince.
- Écaillage du revêtement intérieur en mortier de ciment de la tuyauterie.
- Aspiration d'air ou d'eau souillée sur les liaisons par bride, les liaisons par manchon, les presse-étoupe .
- Rupture de la colonne d'eau suivie d'augmentations importantes de la pression au moment du choc des colonnes liquides (macro-cavitation).

## 7.3 Méthode de lutte contre le coup de bélier

selon (GUHL et FRANCE. MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE 2002), il existe plusieurs types d'anti-bélier qui sont utilisés suivant des cas prédéterminés :

### 7.3.1 Les ballons anti-bélier

- **Conditions d'utilisation** : Aucune restriction particulière, être néanmoins vigilant à la compatibilité entre le fluide véhiculé et le revêtement intérieur.
- **Fonction** : Réserve de fluide pouvant s'écouler dans le réseau.
- **Rôle anti-bélier** : Stockage/restitution d'énergie mécanique.
- **Calcul** : Lois de la thermodynamique des gaz (être vigilant à l'utilisation des pressions absolues et relatives).
- **Mise en garde** : Spécifier les conditions de pré-gonflage, les pertes de charge dues au branchement (en entrée et en sortie du ballon) et les informations altimétriques.

### 7.3.2 Les cheminées d'équilibre

- **Conditions d'utilisation** : A priori aucune restriction sauf lors du transport d'eau potable dans le réseau où il faudra veiller à la protection sanitaire. Pour limiter la taille de la cheminée, son utilisation n'est possible que dans le cas de faible hauteur de refoulement.
- **Fonction** : Transformation d'un coup de bélier en phénomène d'oscillation en masse.
- **Rôle anti-bélier** : Stockage/restitution d'énergie mécanique.
- **Calcul** : Section assez importante pour ne pas entraîner la vidange totale lors du passage d'une sous-pression et hauteur suffisantes pour éviter le débordement au passage d'une surpression.
- **Mise en garde** : Spécifier les pertes de charge dues au branchement et le calage altimétrique.

### 7.3.3 Les ARAA (Cheminées ballon)

- **Conditions d'utilisation** : Aucune restriction, est choisi à la place d'un ballon anti-bélier lorsque la contrainte  $P_{min} > P_{atm}$  (pression minimale à l'endroit où l'on veut placer le ballon toujours supérieure à la pression atmosphérique) imposerait un volume de ballon trop important.
- **Fonction** : Réserve d'énergie potentielle et élastique.
- **Rôle anti-bélier** : Stockage/restitution d'énergie mécanique.
- **Calcul** : Lois de la thermodynamique des gaz.
- **Mise en garde** : Il faut spécifier la géométrie et les calages altimétriques.

#### 7.3.4 Les dispositifs d'entrée d'air

- **Conditions d'utilisation** : Ne peut servir de protection anti-bélier pour de l'eau potable que pour des événements exceptionnels et en des points hauts.
- **Fonction** : Entrée d'air.
- **Rôle anti-bélier** : Lutter localement contre les pressions inférieures à la pression atmosphérique.
- **Mise en garde** : Il peut y avoir un délai de mise en admission.

#### 7.3.5 Les soupapes anti-bélier

- **Conditions d'utilisation** : Aucune restriction.
- **Fonction** : Évacuation d'un débit en fonction du dépassement d'une pression maximale.
- **Rôle anti-bélier** : Écrêter les pressions trop fortes.
- **Calcul** : Loi de pression/débit.
- **Mise en garde** : Tenir compte des pertes de charge au branchement.

#### 7.3.6 L'aspiration auxiliaire

- **Conditions d'utilisation** : Utilisable uniquement dans le cas de hauteur de refoulement faible.
- **Fonction** : Remplissage de la conduite depuis la bêche d'aspiration par une conduite en by-pass.
- **Rôle anti-bélier** : Écrêter les dépressions à l'aval de la pompe.
- **Calcul** : La référence de pression est soit le niveau de la bêche d'aspiration soit un autre lieu (cours d'eau dans le cas d'eaux usées).
- **Mise en garde** : Si l'on utilise une autre référence de pression que la bêche d'aspiration, il faut vérifier que des problèmes de surpression n'apparaissent pas alors.

#### 7.3.7 Les volants d'inertie

- **Conditions d'utilisation** : À éviter lorsque la pompe est amenée à démarrer souvent. Incompatible avec une pompe immergée.
- **Fonction** : Augmentation du temps d'annulation du débit.
- **Rôle anti-bélier** : Écrêter les dépressions à l'aval de la pompe.
- **Calcul** : Passage par une loi « débit résiduel/temps ».

Afin de diminuer les risques de dégradation des conduites de refoulement pouvant apparaître à la suite de phénomènes transitoires, des organes de protection anti-bélier doivent être mis en place. L'étude de ces protections anti-bélier de la présente étude concerne les deux stations de pompage (SP1, SP2). Le dimensionnement du phénomène transitoire sera étudié par le logiciel Hammer.

### **7.4 Conduite d'adduction 1**

#### **7.4.1 Objectifs de l'étude anti-bélier**

Cette note de calcul est initiée dans le souci de diminuer les risques de dégradation de la conduite de refoulement reliant la station de pompage 1 à la bête d'aspiration de la station de pompage 2 pouvant apparaître à la suite des phénomènes transitoire. L'objectif est de déterminer les enveloppes de pressions extrêmes appliquées à la conduite d'adduction et de dimensionner la protection adéquate.

Afin d'illustrer l'allure du terrain traversée par la conduite, la figure suivante fournit un profil en long et piézométrique du tronçon de conduite étudié en régime permanent.

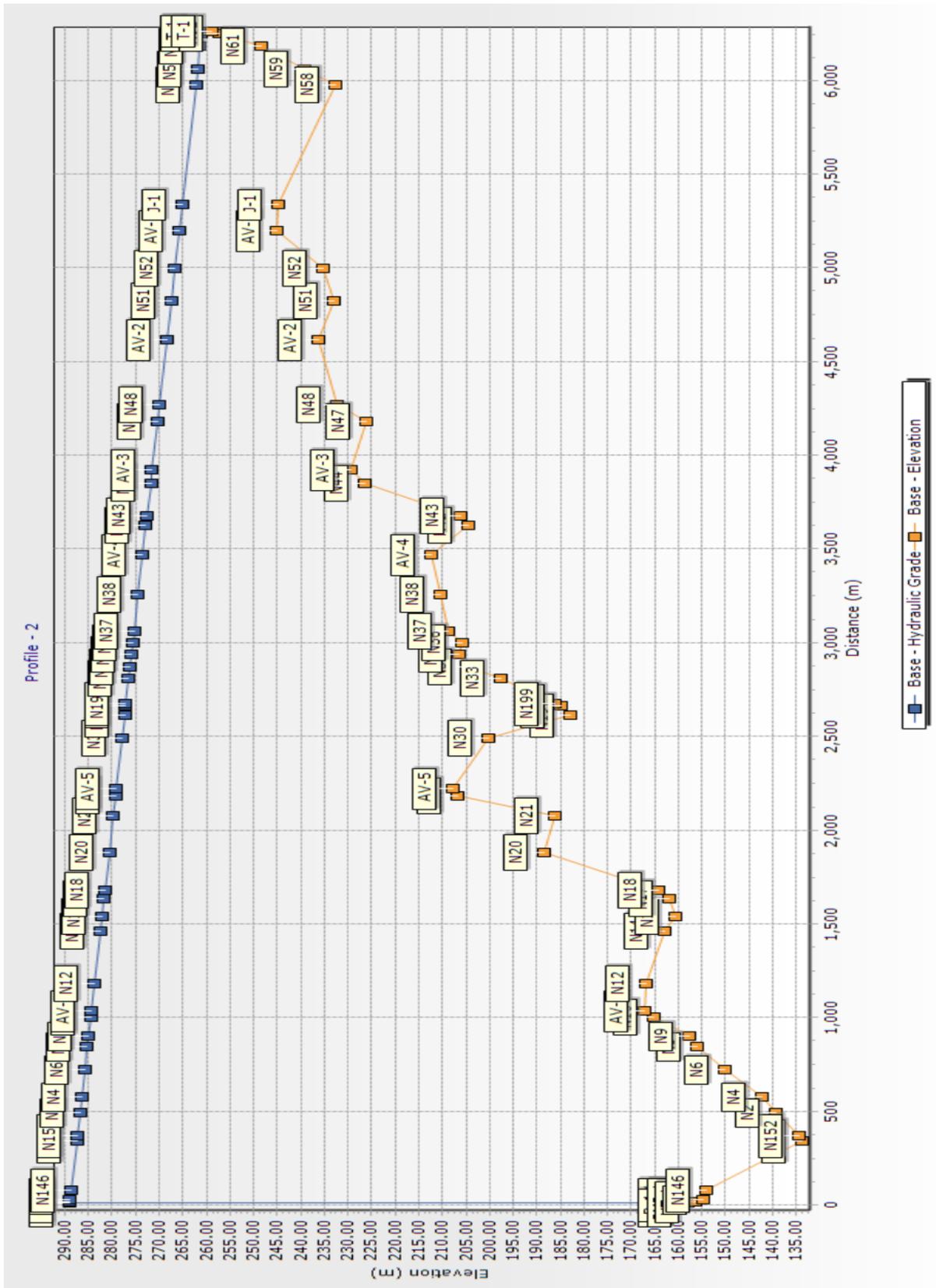


FIGURE 7.1 – Profil en long et piézométrique de l'adduction 1

### 7.4.2 Scénarios modélisés

Afin d'éviter les conséquences néfastes que produit le phénomène du coup de bélier, il s'avère nécessaire de protéger les conduites. Pour cela, différents systèmes sont utilisés : Ballon anti-Bélier, By-pass, soupape, ventouse, volant d'inertie...etc.

L'étude de ces phénomènes transitoires est traitée à l'aide du logiciel de calcul anti-bélier **BENTLEY HAMMER** permettant une modélisation des systèmes et leur étude en régime non permanent. Nous simulons un arrêt de pompage après 5 sec.

Deux configurations sont considérées : conduites de refoulement sans protection anti-bélier et conduite de refoulement protégée par un ballon anti-bélier.

#### Simulation avant protection

Dans la configuration sans protection anti-bélier, un arrêt brutal des pompes cause l'apparition de surpressions (pressions dépassant les 16 bars), ainsi que des sous pressions (arrivant à - 1 bar).

Comme indiqué dans le tableau ci-après :

TABLE 7.1 – Pression extrême aux noeuds sans protection

N°	Noeuds	Pression max (bars)	Pression min (bars)	N°	Noeuds	Pression max (bars)	Pression min (bars)	N°	Noeuds	Pression max (bars)	Pression min (bars)
1	P1:N1	15.468	5.307	26	P3:N152	17.183	7.420	51	P8:N9	14.476	5.346
2	P1:N146	15.508	5.407	27	P30:N38	7.401	1.075	52	P9:N10	13.671	4.663
3	P10:N10	13.671	4.663	28	P30:N40	7.030	0.953	53	P-1:PMP-1	15.170	4.984
4	P10:N11	13.427	4.463	29	P31:N42	7.665	1.775	54	P-1:N1	15.468	5.307
5	P12:N12	13.351	4.563	30	P32:N43	7.459	1.632	55	P-2:PMP-1	0.736	0.077
6	P12:N14	13.492	5.035	31	P33:N43	7.459	1.632	56	P-3:N62	0.509	-0.075
7	P14:N16	13.658	5.290	32	P34:N44	5.356	-0.266	57	P-3:T-1	0.196	0.196
8	P14:N17	13.450	5.198	33	P34:N45	4.983	-0.555				
9	P16:N18	13.197	4.997	34	P36:N47	5.245	-0.127				
10	P16:N20	10.674	2.710	35	P36:N48	4.726	-0.702				
11	P18:N21	10.738	3.008	36	P38:N50	4.244	-0.979				
12	P18:N22	8.621	1.018	37	P38:N51	4.390	-0.656				
13	P19:N24	8.502	0.947	38	P39:N52	3.948	-0.797				
14	P2:N146	15.508	5.407	39	P4:N152	17.183	7.420				
15	P2:N151	17.271	7.475	40	P4:N2	16.606	6.988				
16	P21:N30	9.013	1.769	41	P41:N54	3.138	-0.979				
17	P21:N197	10.629	3.534	42	P41:N169	2.923	-0.005				
18	P23:N198	10.377	3.343	43	P43:N58	4.388	0.830				
19	P23:N199	10.241	3.220	44	P44:N59	3.254	0.147				
20	P25:N33	9.032	2.167	45	P44:N61	1.882	-0.815				
21	P25:N34	8.305	1.521	46	P45:N62	0.509	-0.075				
22	P27:N35	8.045	1.344	47	P5:N2	16.606	6.988				
23	P27:N36	8.042	1.412	48	P5:N4	16.250	6.729				
24	P29:N37	7.726	1.165	49	P6:N6	15.373	6.027				
25	P29:N38	7.401	1.075	50	P8:N8	14.679	5.479				

Le graphique ci-dessous illustrent les limites extrêmes des lignes piézométriques et de volume d'air sur la conduite de refoulement sans protection anti béliers :

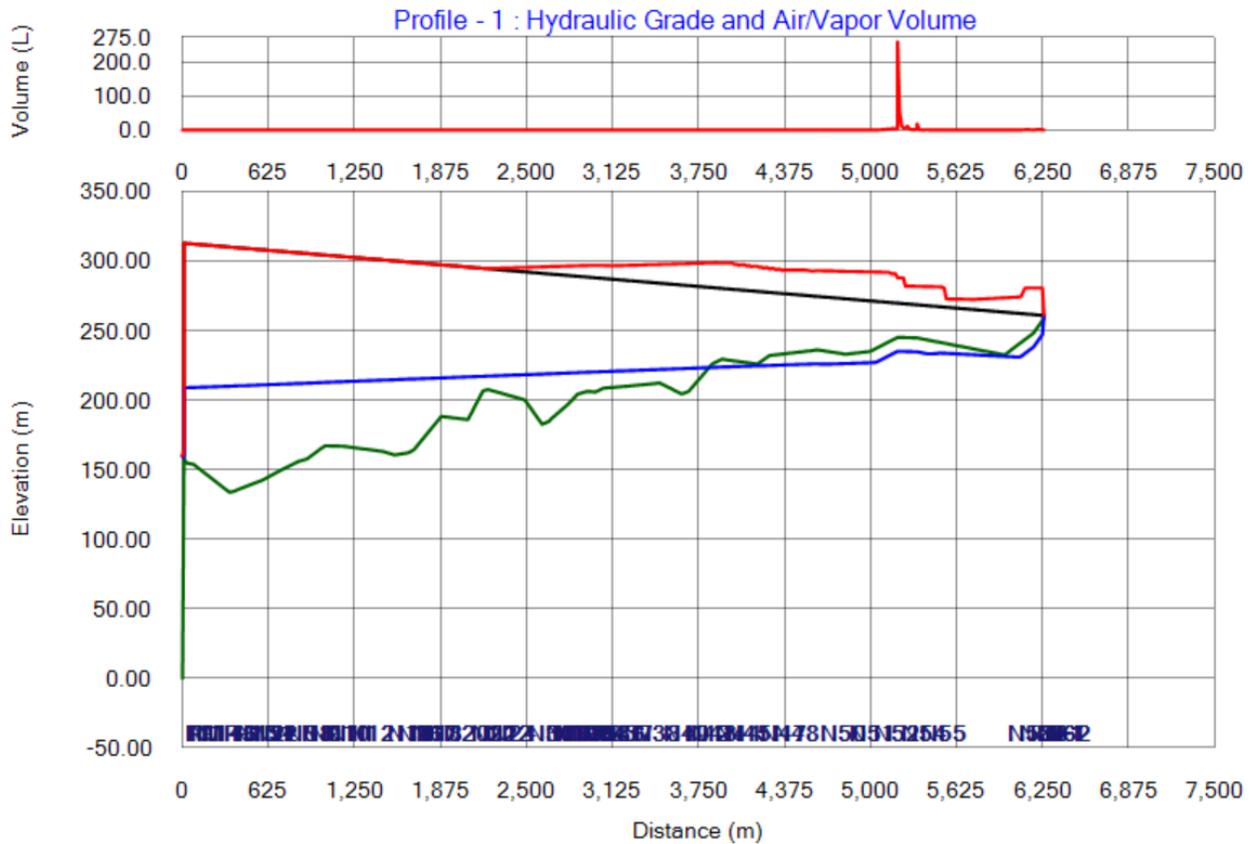


FIGURE 7.2 – Ligne piézométrique et volume d'air de l'adduction 1 sans protection

**Simulation après protection**

La protection consistera à ajouter un réservoir d'air anti-bélier ainsi que l'ajout de ventouses à triple fonction :

TABLE 7.2 – Dispositif de protection

Station de pompage	Volume du réservoir d'air (L)	Nombre de ventouses	Type de ventouse
SP1	1500	6	A triple fonctions

TABLE 7.3 – Pression extrême aux noeuds après protection

N°	Noeuds	Pression max (bars)	Pression min (bars)	N°	Noeuds	Pression max (bars)	Pression min (bars)	N°	Noeuds	Pression max (bars)	Pression min (bars)
1	P1:N1	13.319	6.690	26	P3:N152	15.157	8.755	51	P8:N9	12.641	6.585
2	P1:N146	13.377	6.790	27	P30:N38	6.608	1.885	52	P9:N10	11.872	5.881
3	P10:N10	11.872	5.881	28	P30:AV-4	6.390	1.729	53	P-2:PMP-1	1.039	-0.221
4	P10:AV-6	11.640	5.672	29	P31:N42	7.008	2.531	54	P-3:N62	0.449	0.181
5	P12:N12	11.617	5.742	30	P32:N43	6.760	2.381	55	P-3:T-1	0.196	0.196
6	P12:N14	12.060	6.164	31	P33:N43	6.760	2.381	56	P-4:PMP-1	13.018	5.913
7	P14:N16	12.313	6.405	32	P34:N44	4.609	0.469	57	P-4:HT-1	13.161	6.514
8	P14:N17	12.189	6.298	33	P34:AV-3	4.260	0.174	58	P-5:HT-1	13.161	6.514
9	P16:N18	11.966	6.085	34	P36:N47	4.552	0.621	59	P-5:N1	13.319	6.690
10	P16:N20	9.468	3.760	35	P36:N48	3.915	0.065				
11	P18:N21	9.485	4.023	36	P38:AV-2	3.337	0.000				
12	P18:N22	7.338	2.016	37	P38:N51	3.720	0.216				
13	P19:AV-5	7.193	1.930	38	P39:N52	3.494	0.286				
14	P2:N146	13.377	6.790	39	P4:N152	15.157	8.755				
15	P2:N151	15.235	8.815	40	P4:N2	14.625	8.302				
16	P21:N30	7.757	2.707	41	P41:AV-1	2.479	-0.002				
17	P21:N197	9.411	4.458	42	P41:j-1	2.501	-0.037				
18	P23:N198	9.177	4.258	43	P43:N58	3.445	0.943				
19	P23:N199	9.045	4.127	44	P44:N59	2.750	0.387				
20	P25:N33	7.883	3.055	45	P44:N61	1.622	0.341				
21	P25:N34	7.180	2.390	46	P45:N62	0.449	0.181				
22	P27:N35	6.945	2.206	47	P5:N2	14.625	8.302				
23	P27:N36	6.965	2.264	48	P6:N4	14.298	8.028				
24	P29:N37	6.670	2.007	49	P6:N6	13.472	7.297				
25	P29:N38	6.608	1.885	50	P8:N8	12.823	6.730				

Avec cette simulation, les pressions maximales sont dans la limite supportée par la pression nominale de la conduite (pression nominale de la conduite est de 16 bars), et les pressions minimales sont dans la norme ( $> -1$  bar).

Les graphiques ci-dessous illustrent les limites extrêmes des lignes piézométriques et de volume d'air sur la conduite de refoulement avec protection anti béliers :

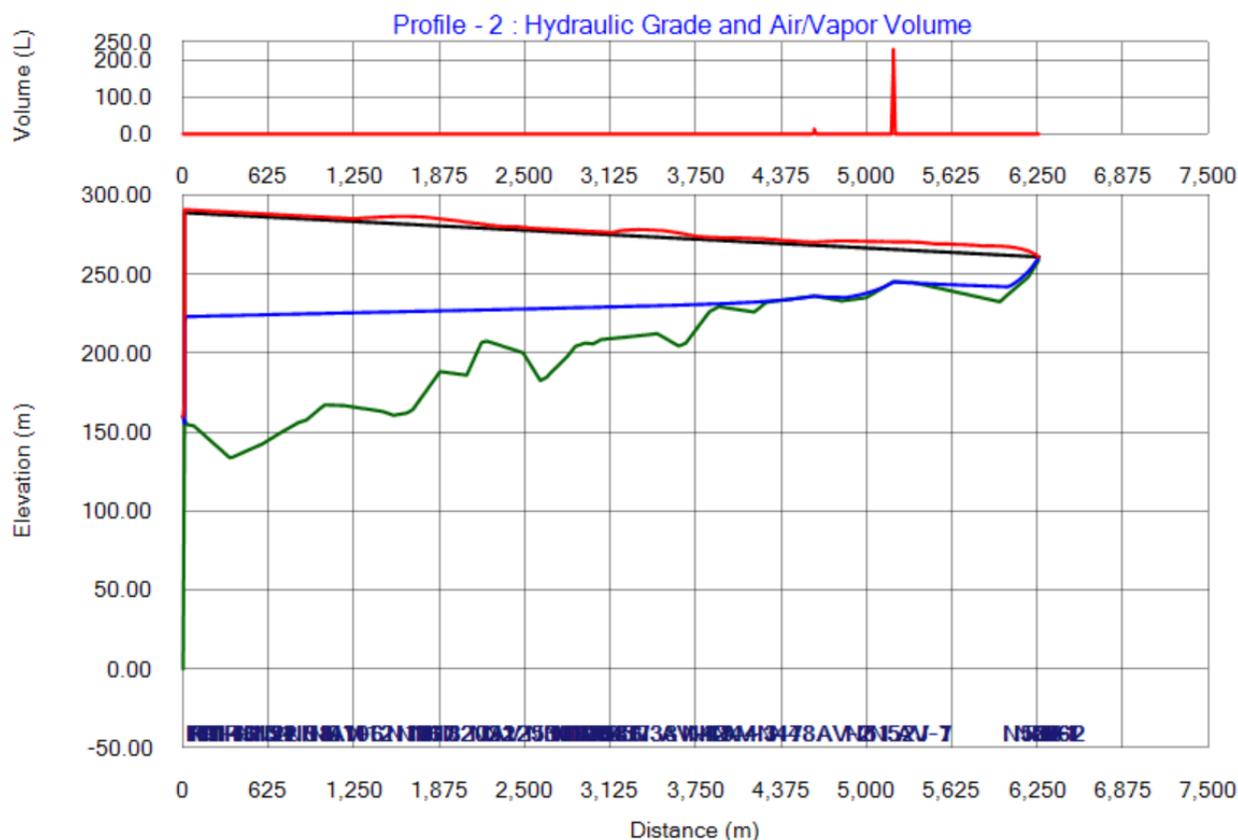


FIGURE 7.3 – Ligne piézométrique et volume d'air de l'adduction 1 avec protection

### 7.4.3 Interprétation

Avec un organe de protection anti béliers (réservoir d'air anti béliers) d'une capacité de 1500 L en plus des ventouses à triple fonctions, la conduite de refoulement est protégée contre le phénomène transitoire, causé par un arrêt brusque des groupes électropompes.

## 7.5 Conduite d'adduction 2

Afin de mieux visualiser la forme du terrain traversé par la canalisation, la figure suivante présente un profil en long et un profil piézométrique du tronçon de canalisation étudié en régime permanent :

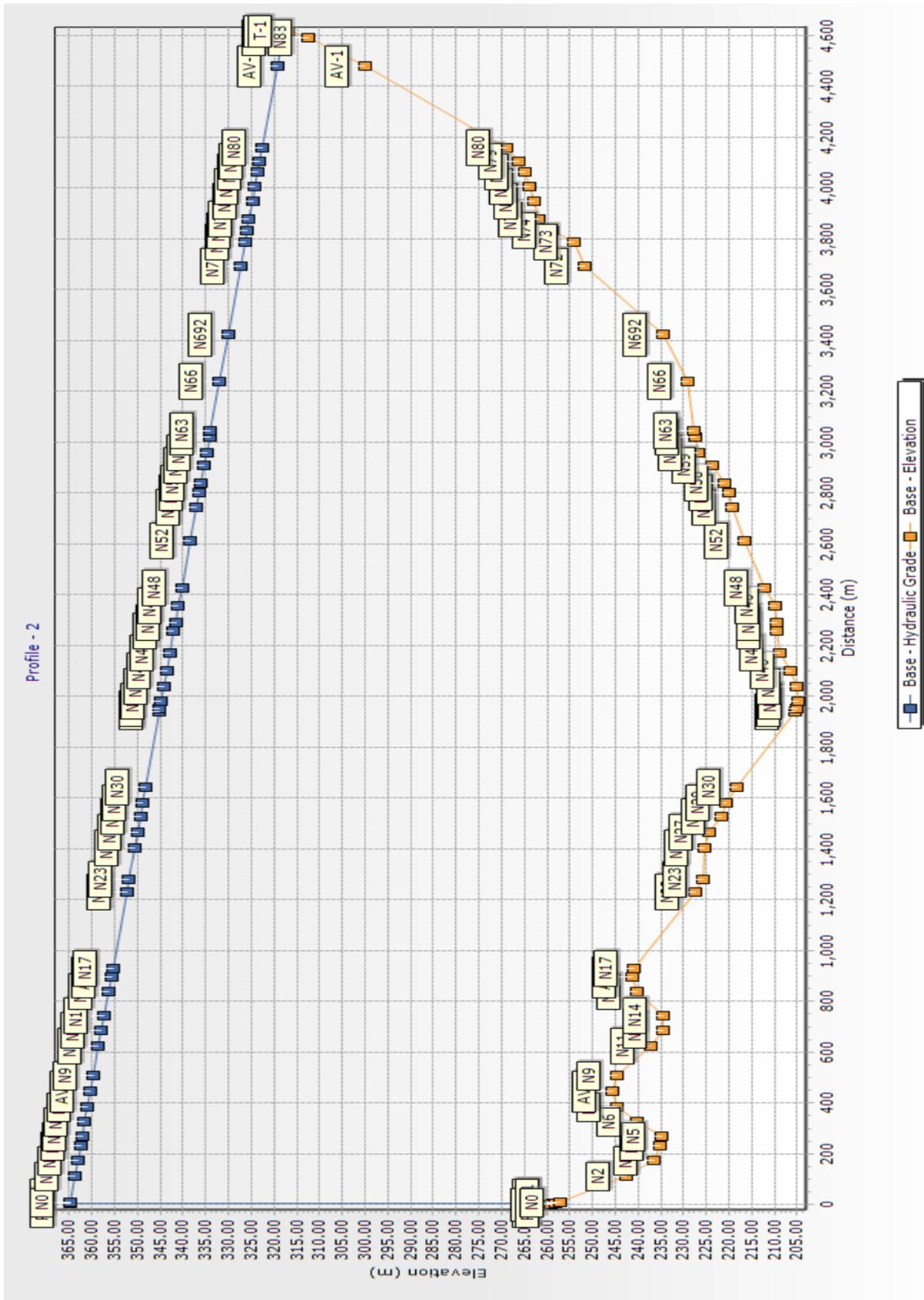


FIGURE 7.4 – Profil en long et piézométrique de l'adduction 2

### 7.5.1 Scénarios modélisés

Des phénomènes transitoires peuvent se produire sur la conduite reliant la station de pompage et le réservoir de 500 m<sup>3</sup> lorsque les pompes sont soudainement arrêtées.

L'étude de ces phénomènes transitoires est traitée à l'aide du logiciel de calcul anti-bélier **BENTLEY HAMMER** permettant une modélisation des systèmes et leur étude en régime non permanent. Nous simulons un arrêt de pompage après 5 sec. Deux configurations sont considérées : conduites de refoulement sans protection anti-bélier et conduite de refoulement protégée par un ballon anti-bélier.

#### **Simulation avant protection**

Dans la configuration sans protection anti-bélier, un arrêt brutal des pompes cause l'apparition des sous pressions (arrivant à - 1 bar).

Comme indiqué dans le tableau ci-après :

TABLE 7.4 – Pression extrême aux noeuds sans protection

N°	Noeuds	Pression max (bars)	Pression min (bars)	N°	Noeuds	Pression max (bars)	Pression min (bars)	N°	Noeuds	Pression max (bars)	Pression min (bars)
1	P1 :N0	10.54	1.21	26	P3 :N3	12.38	3.28	51	P52 :N88	1.82	-0.70
2	P1 :N2	11.85	2.66	27	P3 :N4	12.45	3.44	52	P7 :N7	11.39	2.60
3	P10 :N11	11.86	3.40	28	P31 :N46	12.97	6.84	53	P7 :N8	11.24	2.53
4	P10 :N12	12.07	3.70	29	P31 :N48	12.72	6.64	54	P9 :N9	11.27	2.65
5	P12 :N14	12.03	3.74	30	P33 :N52	12.26	6.31	55	P9 :N11	11.86	3.40
6	P12 :N15	11.38	3.23	31	P33 :N54	11.96	6.11	56	P-1 :PMP-1	10.45	1.11
7	P14 :N16	11.22	3.15	32	P35 :N57	11.85	6.04	57	P-1 :N0	10.54	1.21
8	P14 :N17	11.20	3.18	33	P35 :N58	11.73	5.96	58	P-2 :PMP-1	0.69	0.00
9	P16 :N22	12.24	4.65	34	P37 :N59	11.45	5.73	59	P-3 :N88	1.82	-0.70
10	P16 :N23	12.35	4.83	35	P37 :N61	11.14	5.46	60	P-3 :T-1	0.10	0.10
11	P18 :N26	12.26	4.92	36	P39 :N62	11.05	5.41				
12	P18 :N27	12.29	5.03	37	P39 :N63	11.02	5.39				
13	P19 :N28	12.49	5.33	38	P41 :N66	10.86	5.33				
14	P2 :N2	11.85	2.66	39	P41 :N692	10.40	4.88				
15	P2 :N3	12.38	3.28	40	P43 :N72	8.80	3.29				
16	P21 :N29	12.54	5.45	41	P43 :N73	8.60	3.10				
17	P21 :N30	12.73	5.73	42	P45 :N74	8.16	2.66				
18	P23 :N36	13.68	7.10	43	P45 :N75	7.89	2.39				
19	P23 :N37	13.70	7.14	44	P47 :N76	7.80	2.31				
20	P25 :N38	13.70	7.18	45	P47 :N77	7.73	2.24				
21	P25 :N39	13.60	7.17	46	P49 :N78	7.63	2.15				
22	P27 :N40	13.42	7.07	47	P49 :N79	7.52	2.04				
23	P27 :N42	13.15	6.88	48	P5 :N6	11.89	3.01				
24	P29 :N44	13.03	6.83	49	P51 :N80	7.28	1.79				
25	P29 :N45	13.04	6.86	50	P51 :N85	4.07	<b>-0.98</b>				

Le graphique ci-dessous illustrent les limites extrêmes des lignes piézométriques et de volume d'air sur la conduite de refoulement sans protection anti bélièr :

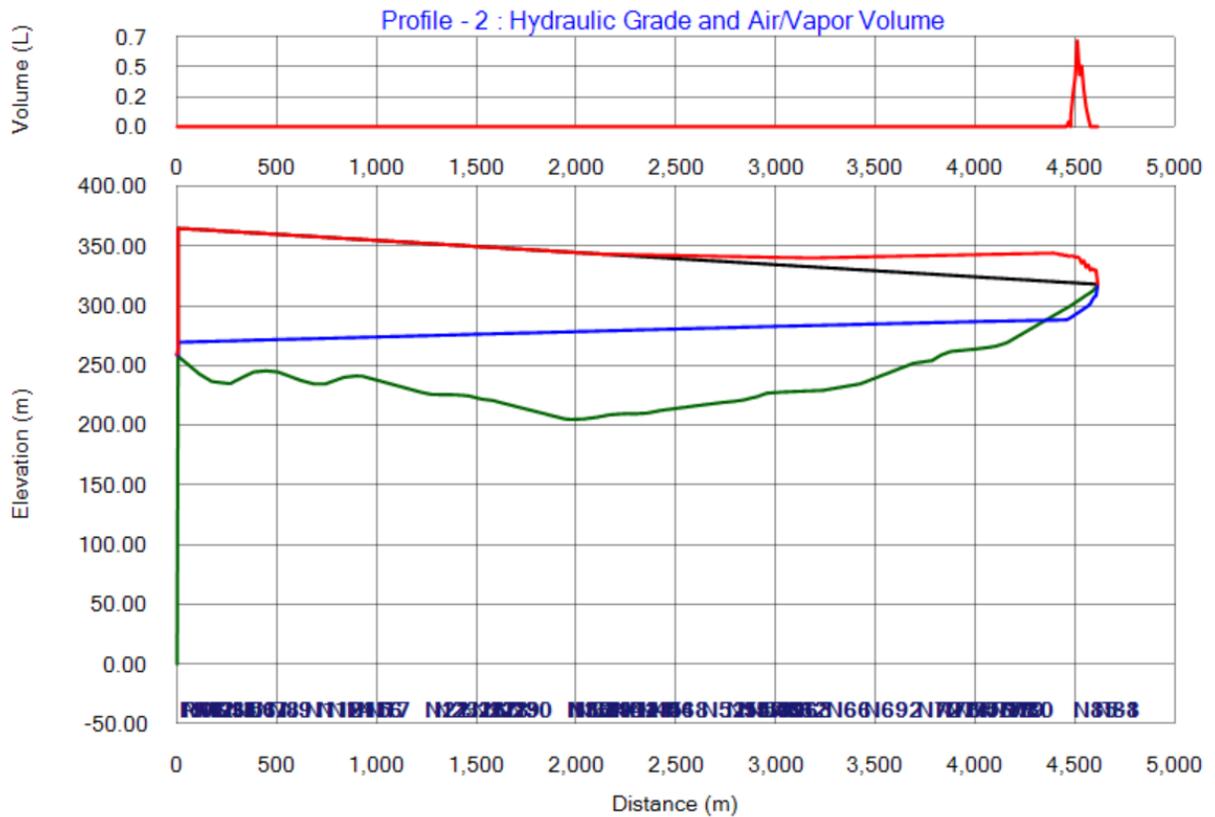


FIGURE 7.5 – Ligne piézométrique et volume d'air de l'adduction 2 sans protection

**Simulation après protection**

Comme il n'y a que de faibles risques de sous-pression, l'installation de ventouses à triple fonction sera amplement suffisante.

Les résultats de la simulation après la protection sont indiqués dans le tableau suivant :

TABLE 7.5 – Pression extrême aux noeuds après protection

N°	Noeuds	Pression max (bars)	Pression min (bars)	N°	Noeuds	Pression max (bars)	Pression min (bars)	N°	Noeuds	Pression max (bars)	Pression min (bars)
1	P1 :N0	10.541	1.237	26	P3 :N3	12.381	3.303	51	P52 :N88	1.314	-0.703
2	P1 :N2	11.849	2.683	27	P3 :N4	12.450	3.458	52	P7 :N7	11.390	2.618
3	P10 :N11	11.864	3.427	28	P31 :N46	12.960	6.862	53	P7 :AV-2	11.240	2.555
4	P10 :N12	12.074	3.724	29	P31 :N48	12.707	6.661	54	P9 :N9	11.273	2.673
5	P12 :N14	12.029	3.762	30	P33 :N52	12.248	6.337	55	P9 :N11	11.864	3.427
6	P12 :N15	11.380	3.249	31	P33 :N54	11.948	6.130	56	P-1 :PMP-1	10.449	1.135
7	P14 :AV-3	11.217	3.172	32	P35 :N57	11.837	6.065	57	P-1 :N0	10.541	1.237
8	P14 :N17	11.198	3.200	33	P35 :N58	11.723	5.982	58	P-2 :PMP-1	0.690	0.001
9	P16 :N22	12.242	4.672	34	P37 :N59	11.440	5.751	59	P-3 :N88	1.314	-0.703
10	P16 :N23	12.349	4.850	35	P37 :N61	11.132	5.481	60	P-3 :T-1	0.098	0.098
11	P18 :N26	12.260	4.945	36	P39 :N62	11.039	5.432				
12	P18 :N27	12.286	5.059	37	P39 :N63	11.010	5.417				
13	P19 :N28	12.487	5.352	38	P41 :N66	10.820	5.355				
14	P2 :N2	11.849	2.683	39	P41 :N692	10.239	4.904				
15	P2 :N3	12.381	3.303	40	P43 :N72	8.618	3.318				
16	P21 :N29	12.535	5.474	41	P43 :N73	8.418	3.123				
17	P21 :N30	12.731	5.756	42	P45 :N74	7.975	2.682				
18	P23 :N36	13.677	7.125	43	P45 :N75	7.709	2.419				
19	P23 :N37	13.703	7.168	44	P47 :N76	7.622	2.335				
20	P25 :N38	13.701	7.206	45	P47 :N77	7.553	2.267				
21	P25 :N39	13.602	7.195	46	P49 :N78	7.457	2.172				
22	P27 :N40	13.418	7.097	47	P49 :N79	7.348	2.062				
23	P27 :N42	13.136	6.903	48	P5 :N6	11.891	3.035				
24	P29 :N44	13.022	6.848	49	P51 :N80	7.100	1.812				
25	P29 :N45	13.027	6.884	50	P51 :AV-1	2.935	-0.001				

Cette simulation montre que les pressions maximales et minimales sont dans les limites admissibles (inférieures à 16 bars et supérieures à - 1 bar).

Les graphiques ci-dessous illustrent les limites extrêmes des lignes piézométriques et de volume d'air sur la conduite de refoulement avec protection anti béliers :

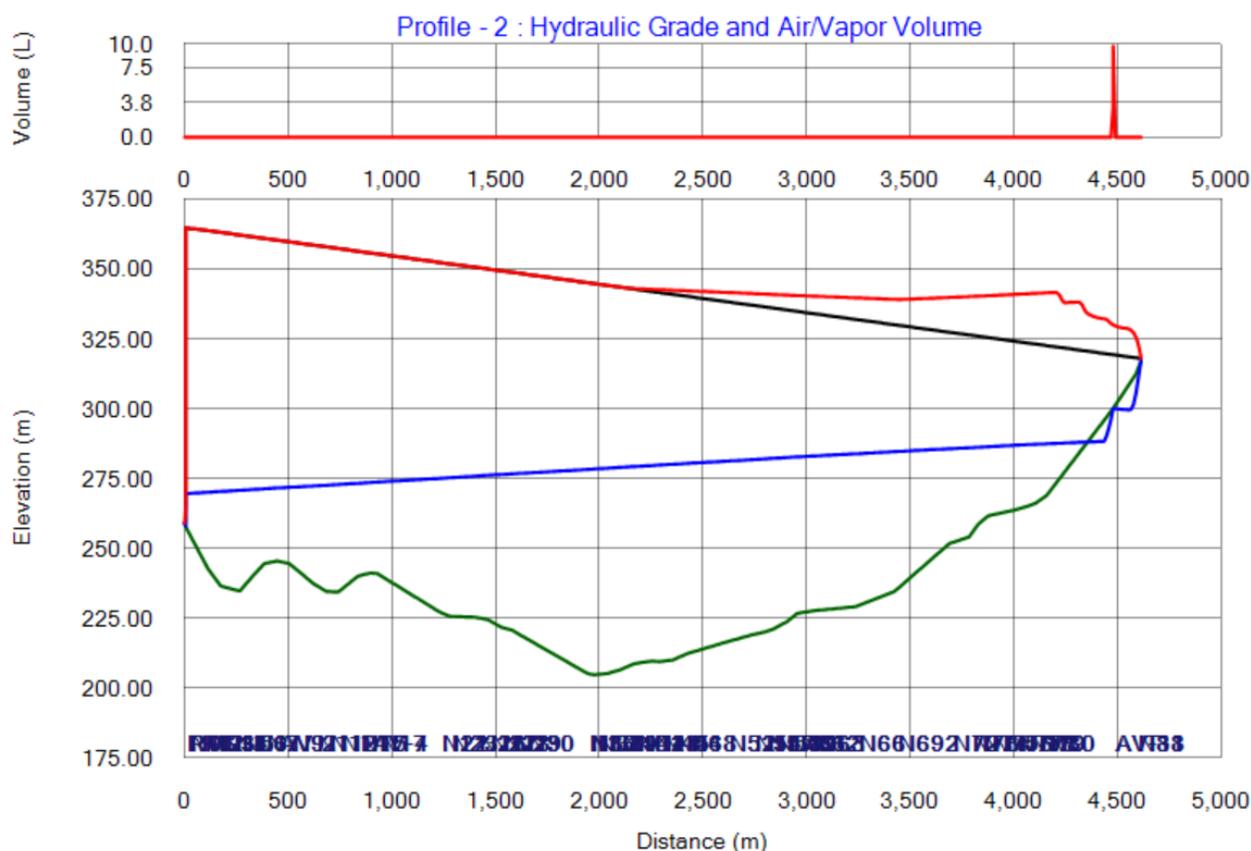


FIGURE 7.6 – Ligne piézométrique et volume d'air de l'adduction 2 avec protection

### 7.5.2 Interprétation

Avec l'installation des ventouses à triple fonction, la ligne de refoulement est protégée contre le phénomène transitoire causé par un arrêt soudain des groupes électropompes.

## 7.6 Conclusion du chapitre

Dans le chapitre précédent, on a vérifié la sécurité des deux conduites de refoulement contre les coups de bélier par une simulation logicielle, puis on a remédié au problème par des dispositifs appropriés pour avoir des conduites bien protégées contre ce phénomène transitoire.

## **Chapitre 8**

# **Réseau de distribution**

Dans ce chapitre, on va projeter et dimensionner le réseau de distribution pour alimenter les cinq localités d'El Oudj divisées en deux zones, en utilisant les deux réservoirs existants pour le cas de pointe et le cas de pointe plus incendie.

Le choix de la projection du réseau de distribution a été établi en raison du fait que le réseau existant est constitué de canalisations en acier, et que celui-ci n'alimente que deux localités (El oudj et Ouled Ali) et ne suffit pas à satisfaire les besoins de la population.

### 8.1 Généralités

D'après (DUPONT 1995), les réseaux de distribution être classés en :

- les réseaux ramifiés.
- les réseaux maillés.
- les réseaux étagés.
- les réseaux à alimentation distinctes.

#### Réseau ramifié

Le réseau ramifié est un réseau dont les canalisations n'ont pas de retour, ce qui le rend peu sûr et peu flexible en cas de rupture.

Ce type de réseau est généralement utilisé dans les zones où l'habitat est dispersé.

Le principal avantage d'un réseau ramifié est son aspect économique.

#### Réseau maillé

Le réseau maillé, contrairement au réseau ramifié, assure une alimentation de retour, où il est possible d'isoler la branche qui a subi une rupture ou un dysfonctionnement et de continuer l'alimentation par d'autres tronçons.

Ce type de réseau présente une sécurité dans l'approvisionnement qui justifie son utilisation étendue malgré son coût plus élevé que le réseau ramifié.

#### Réseau étagé

Ce type de réseau est davantage utilisé dans les régions montagneuses où la dénivelée est importante.

En concevant un réseau étagé, on peut respecter les limites de pression de service qui ne dépassent généralement pas 5 bars (parfois jusqu'à 6 bars).

#### Réseau à alimentation distinctes

Il s'agit d'un type de double réseau d'approvisionnement, qui distribue de l'eau potable pour les besoins domestiques et de l'eau non potable pour les usages industriels, l'arrosage des rues et d'autres activités.

### 8.1.1 Principes de tracé d'un réseau

- Le tracé doit être aussi direct que possible.
- Respecter les exigences du profil en long avec le moins de surprofondeur possible.
- Éviter la multiplication de structures coûteuses et fragiles.
- Réduire au maximum les coûts de construction.
- Utiliser des coudes largement ouverts.
- Essayer d'éviter les contre-pentes (risque d'emprisonnement de l'air).

On a opté pour un réseau de distribution étagé composé de deux zones, haute et basse, étant donné la grande différence d'altitude entre le premier réservoir et le point avec l'altitude la plus basse qui dépassait 120 m.ce.

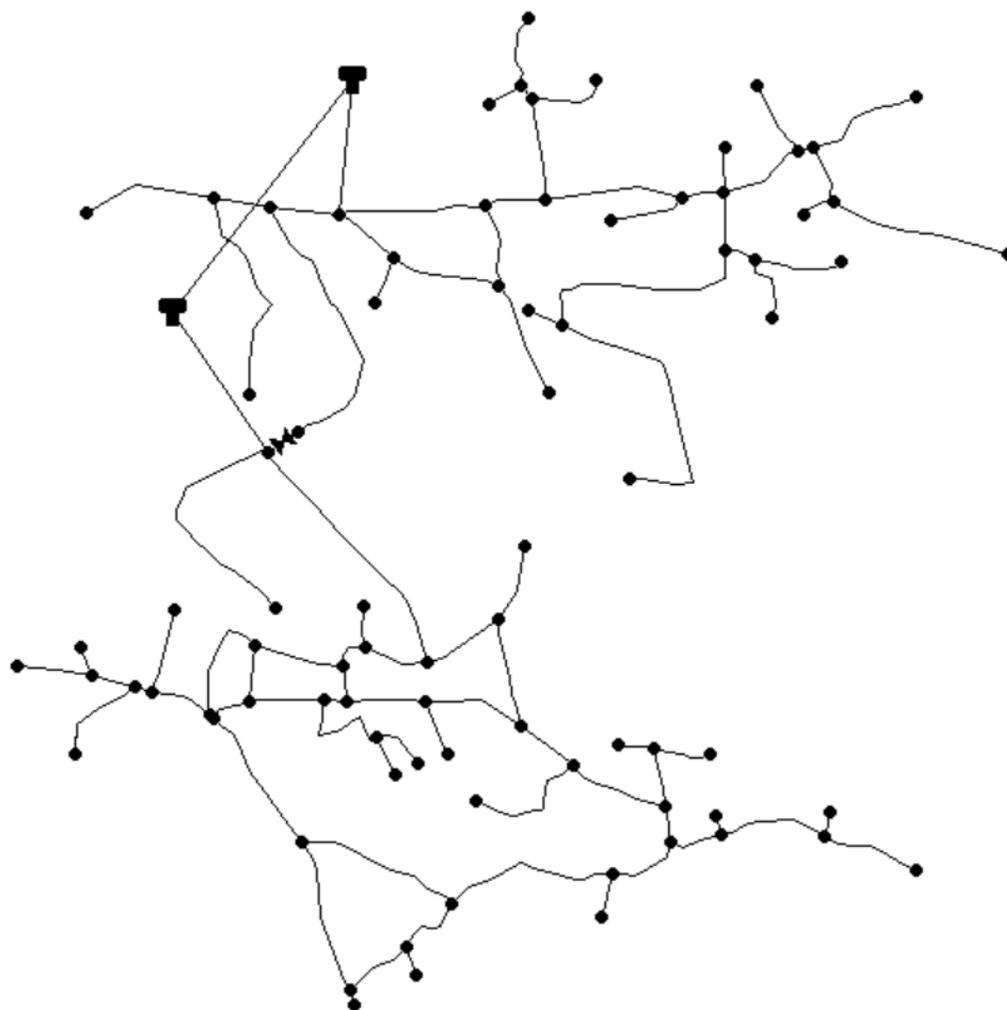


FIGURE 8.1 – Représentation du réseau de distribution

## 8.2 Dimensionnement du réseau

Le dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable se fait principalement pour deux cas d'étude, le cas de pointe et le cas de pointe plus incendie.

Avant de procéder au dimensionnement, il est nécessaire de s'assurer de la disponibilité des données suivantes :

- Le débit maximal horaire.
- Le débit concentré si existant.
- Les longueurs des tronçons qui composent le réseau.
- Les tronçons assurant une distribution en route.
- Les altitudes des nœuds du réseau.
- La capacité et les cotes des réservoirs.
- Le type de matériaux choisis pour les canalisations, leur rugosité et la pression nominale.

Dans notre cas, on a choisi d'utiliser des tuyaux en PEHD PN 16 pour les différents avantages qu'il présente comme le coût, la disponibilité sur le marché, les conditions d'installation, la durée de vie... et d'autres avantages.

### Calcul du débit route

Le débit route dans le réseau est donné par :

$$Q_r = Q_{pte} - Q_{cc} = Q_{maxh} - Q_{cc} \quad (8.1)$$

Avec :

$Q_r$  : Débit route.

$Q_{pte}$  : Débit de pointe.

$Q_{cc}$  : Débit concentré en cas de présence d'usine ou d'industrie nécessitant un débit constant.

Pour notre cas  $Q_{cc} = 0$ .

### Calcul du débit spécifique

Le débit spécifique est le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs assurant une distribution en route.

Dans notre cas de deux zones, il est possible de considérer que le débit spécifique est le même pour les deux, car les agglomérations de ces zones ont le même comportement, ou de calculer le débit spécifique de chacune d'elles si l'on dispose des données nécessaires pour cela. Il est donné par :

$$q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum L_r} \quad (8.2)$$

Tel que :

$q_{sp}$  : Débit spécifique en (l/s/ml).

$Q_r$  : Débit route en (l/s).

$L_r$  : Longueur assurant une distribution en route en (m).

**Calcul du débit route de chaque tronçon**

Le débit en route est défini comme étant un débit distribué uniformément le long de chaque tronçon du réseau.

$$Qr_i = q_{sp} \times Lr_i \quad (8.3)$$

Avec :

$Qr_i$  : Débit route d'un tronçon donné en (l/s).

$Lr_i$  : Longueur route d'un tronçon donné en (l/s).

Les données relatives à chaque zone et leurs débits spécifiques sont indiquées dans le tableau suivant :

TABLE 8.1 – Données relatives aux deux zones

Zone	Population	Qmaxh (l/s)	Lr (m)	q (l/s/ml)
Zone 1	6552	28.683	10650	0.0027
Zone 2	4078	17.863	12502	0.0014

**Calcul des débits nodaux**

Le calcul des débits nodaux est donné par la formule suivante :

$$Qn_i = 0.5 \times q_{sp} \times (\sum L_i) + Q_{cc} \quad (8.4)$$

Pour notre cas  $Q_{cc} = 0$ .

Les débits nodaux sont représentés dans les tableaux (8.2) et (8.3) suivants :

TABLE 8.2 – Estimation des débits nodeaux pour la zone 1

Noeud	Conduite	Lr (m)	Qn (l/s)
n45	P24	418	0.563
	P24	418	
n41	P21	696	1.740
	P23	178	
n40	P21	696	0.937
	P23	178	
n31	P19	896	1.740
	P22	218	
n30	P19	896	1.207
	P22	218	
n44	P25	0	1.205
	P44	217	
	P40	460	
n54	P44	217	0.959
	P45	150	
	P43	345	
n26	P45	150	0.202
	P43	345	
n53	P42	259	1.320
	P41	376	
n42	P41	376	0.506
	P40	460	
n52	P42	259	1.224
	P46	190	

Noeud	Conduite	Lr (m)	Qn (l/s)
n39	P46	190	1.277
	P82	323	
	P47	435	
n77	P82	323	0.839
	P16	247	
	P83	53	
n27	P16	247	0.333
	P83	53	
n78	P17	116	0.541
	P84	233	
n79	P84	233	0.314
	P47	435	
n46	P26	231	1.075
	P33	132	
n23	P26	231	0.311
	P33	132	
n37	P18	142	0.998
	P36	186	
	P34	281	
n29	P18	142	0.191
	P31	45	
n49	P32	245	0.769
	P34	281	
	P32	245	
n33	P32	245	0.330
	P32	245	

Noeud	Conduite	Lr (m)	Qn (l/s)
n48	P30	188	0.817
	P29	374	
	P31	45	
n43	P29	374	0.504
	P27	574	
n47	P28	103	1.165
	P30	188	
	P28	103	
n32	P28	103	0.139
	P27	574	0.773
n51	P36	186	1.359
	P38	104	
	P37	719	
n50	P38	104	0.781
	P35	278	
	P39	198	
n35	P35	278	0.374
	P39	198	0.267
n36	P20	114	2.369
	P15	926	
	P37	719	
n34	P20	114	0.154
	P15	926	1.247
n28	P17	116	0.156
	<b>Total</b>		<b>28.683</b>

TABLE 8.3 – Estimation des débits nodeaux pour la zone 2

Noeud	Conduite	Lr (m)	Qn (l/s)
n14	P56	0	1.180
	P11	813	
	P55	840	
n13	P11	813	0.580
	P55	840	
n55	P49	261	0.930
	P50	201	
	P6	341	
n7	P48	249	0.608
	P49	261	
	P48	249	
n20	P6	341	0.178
	P76	320	
	P77	204	
n73	P12	410	0.618
	P77	204	
	P78	320	
n74	P12	410	0.667
	P77	204	
	P78	320	
n16	P12	410	0.293
	P77	204	
	P78	320	
n75	P79	110	0.453
	P7	112	
	P80	187	
n76	P81	178	0.341
	P7	112	
	P81	178	
n8	P68	237	0.371
	P70	173	
	P79	110	
n69	P3	64	0.416
	P70	173	
	P71	345	
n3	P3	64	0.046
	P2	78	
	P71	345	
n70	P72	310	0.523
	P2	78	
	P72	310	
Noeud	Conduite	Lr (m)	Qn (l/s)
n2	P2	78	0.056
	P72	310	
	P4	139	
n21	P68	237	0.660
	P69	549	
	P4	139	
n67	P14	525	0.923
	P67	219	
	P69	549	
n4	P13	228	0.391
	P66	100	
	P67	219	
n66	P66	100	0.071
	P13	228	
	P58	499	
n65	P65	45	0.551
	P65	45	
	P14	525	
n19	P57	476	1.071
	P58	499	
	P50	201	
n18	P51	131	0.318
	P87	114	
	P51	131	
n60	P52	282	0.094
	P87	114	
	P88	113	
n56	P73	248	0.310
	P85	73	
	P88	113	
n15	P1	178	0.533
	P73	248	
	P76	320	
n82	P1	178	0.127
	P73	248	
	P76	320	
n80	P1	178	0.127
	P73	248	
	P76	320	
n71	P1	178	0.127
	P73	248	
	P76	320	
n1	P1	178	0.127
	P73	248	
	P76	320	
Noeud	Conduite	Lr (m)	Qn (l/s)
n81	P74	359	0.473
	P85	73	
	P86	230	
n72	P74	359	0.469
	P5	126	
	P75	172	
n5	P5	126	0.090
	P75	172	
n6	P54	138	0.123
	P59	113	
	P86	230	
n57	P52	282	0.343
	P53	372	
	P54	138	
n58	P57	476	0.565
	P59	113	
	P60	20	
n61	P53	372	0.435
	P60	20	
	P61	200	
n59	P10	267	0.423
	P61	200	
	P62	54	
n62	P10	267	0.372
	P61	200	
	P62	54	
n12	P8	309	0.191
	P62	54	
	P63	137	
n63	P8	309	0.357
	P9	97	
	P63	137	
n10	P63	137	0.221
	P64	236	
	P9	97	
n64	P64	236	0.336
	P9	97	
	P64	236	
n11	P9	97	0.069
	P64	236	
	P9	97	
n22	P64	236	0.169
	P64	236	
	P64	236	
		<b>Total</b>	<b>17.863</b>

A travers cette section, on procédera à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel EPANET, afin de pouvoir le dimensionner, déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau.

### Présentation d'EPANET

Epanet est un logiciel pour l'analyse des systèmes de distribution d'eau potable. Cette analyse comprend la simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues périodes de temps dans des réseaux pressurisés (tuyaux). C'est un logiciel du domaine public qui a été développé pour l'Agence de Protection de l'Environnement.

On sait qu'un réseau est composé de tuyaux, de nœuds, de pompes, de vannes, de cuves et de réservoirs. Epanet peut calculer différentes variables telles que la pression à chaque nœud, le niveau d'eau dans les réservoirs, ainsi que la concentration de substances chimiques dans les différentes parties du système.

### Utilisation d'EPANET

La procédure d'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau est la suivante :

- Vérifier les unités de mesure des différents paramètres.
- Choisir une méthode de calcul des pertes de charge, pour notre cas on a choisi celle de Hazen-Williams.
- Sélectionner la méthode de calcul dans le réseau, pour notre cas il s'agit de Hardy Cross.
- Dessiner ou importer le plan du réseau représentant le système de distribution à partir de plusieurs sources possibles comme AutoCad.
- Intégrer les données nécessaires des éléments constituant le réseau tels que les nœuds, les tronçons et les réservoirs.
- Exécuter une simulation de réseau.
- Visualiser les résultats de la simulation.

### 8.2.1 Cas de pointe

Pour la détermination des diamètres, il convient de se placer dans les hypothèses les plus défavorables, les conduites doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe avec une pression de service suffisante pour les habitations.

La figure qui suit permet de visualiser la simulation pour ce cas :

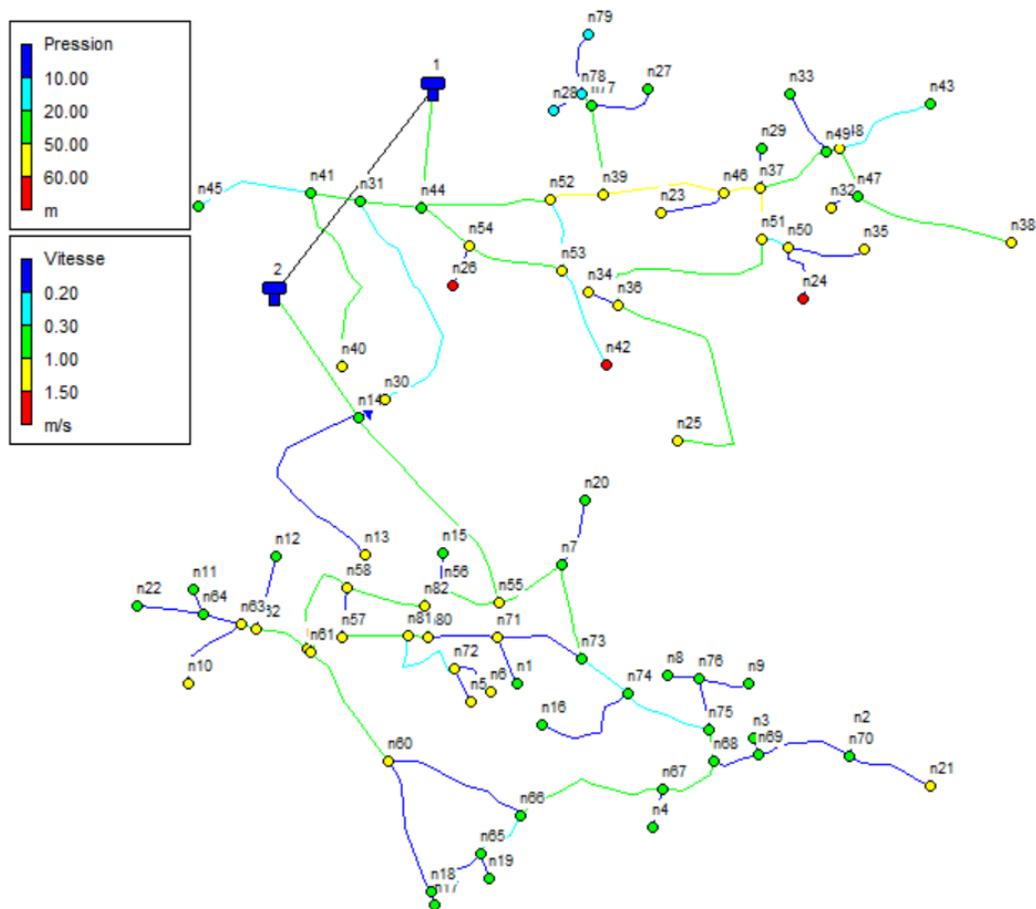


FIGURE 8.2 – Simulation du cas de pointe après correction des diamètres

Les résultats de la simulation pour ce cas de pointe sont représentés dans les tableaux (8.4), (8.5), (8.6) et (8.7) suivants :

## Zone 1

TABLE 8.4 – États des noeuds de la zone 1 pour le cas de pointe

État des Noeuds du Réseau						État des Noeuds du Réseau					
ID noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)		ID noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)	
Noeud 14	232.33	1.18	272.34	40.01		Noeud 41	271.16	1.74	319.21	48.05	
Noeud 23	260.12	0.31	313.90	53.78		Noeud 42	255.73	0.51	318.26	62.53	
Noeud 24	249.33	0.27	309.80	60.47		Noeud 43	267.40	0.50	310.48	43.08	
Noeud 25	249.29	1.25	304.65	55.36		Noeud 44	271.93	1.21	320.00	48.07	
Noeud 26	258.47	0.20	319.48	61.01		Noeud 45	276.11	0.56	318.54	42.43	
Noeud 27	294.63	0.33	316.24	21.61		Noeud 46	261.87	1.07	314.02	52.15	
Noeud 28	300.01	0.16	316.19	16.18		Noeud 47	261.49	1.16	310.74	49.25	
Noeud 29	265.24	0.19	311.75	46.51		Noeud 48	259.93	0.82	310.97	51.04	
Noeud 30	259.53	1.21	318.66	59.13		Noeud 49	263.94	0.77	311.04	47.10	
Noeud 31	272.66	1.74	319.69	47.03		Noeud 50	256.59	0.78	309.88	53.29	
Noeud 32	260.60	0.14	310.73	50.13		Noeud 51	256.16	1.36	309.94	53.78	
Noeud 33	273.50	0.33	310.89	37.39		Noeud 52	264.06	1.22	318.52	54.46	
Noeud 34	252.94	0.15	307.37	54.43		Noeud 53	260.26	1.32	318.76	58.50	
Noeud 35	258.57	0.37	309.67	51.10		Noeud 54	266.02	0.96	319.52	53.50	
Noeud 36	253.95	2.37	307.39	53.44		Noeud 77	292.02	0.84	316.31	24.29	
Noeud 37	261.52	1.00	311.78	50.26		Noeud 78	297.41	0.54	316.20	18.79	
Noeud 38	251.60	0.77	309.08	57.48		Noeud 79	303.54	0.31	316.15	12.61	
Noeud 39	265.21	1.28	316.72	51.51		Réservoir 1	319.00	-28.68	321.00	2	
Noeud 40	260.47	0.94	318.00	57.53							

TABLE 8.5 – États des arcs de la zone 1 pour le cas de pointe

État des arcs du Réseau						État des arcs du Réseau							
ID arc	$N_{depart}$	$N_{arrivo}$	L (m)	$D_{int}$ (m)	V (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)	ID arc	$N_{depart}$	$N_{arrivo}$	L (m)	$D_{int}$ (m)	V (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
P15	n36	n25	925.8	61.4	0.42	2.95	P34	n37	n49	281.0	102.2	0.55	2.66
P16	n77	n27	246.6	61.4	0.11	0.26	P35	n50	n35	278.2	51.4	0.18	0.76
P17	n78	n28	116.0	61.4	0.05	0.06	P36	n37	n51	185.9	90	1.03	9.90
P18	n37	n29	142.0	51.4	0.09	0.22	P37	n51	n36	718.7	90	0.59	3.56
P19	n31	n30	895.7	73.6	0.28	1.15	P38	n51	n50	103.9	90	0.22	0.58
P20	n36	n34	114.1	51.4	0.07	0.15	P39	n50	n24	198.0	51.4	0.13	0.40
P21	n41	n40	695.9	61.4	0.32	1.74	P40	n44	n52	459.7	163.6	0.82	3.23
P22	n44	n31	217.8	130.8	0.46	1.44	P41	n42	n53	375.7	51.4	0.24	1.32
P23	n31	n41	177.6	90	0.51	2.69	P42	n52	n53	259.0	73.6	0.25	0.94
P24	n41	n45	418.0	51.4	0.27	1.61	P43	n53	n54	345.0	90	0.46	2.20
P26	n23	n46	231.0	51.4	0.15	0.54	P44	n54	n44	217.2	102.2	0.50	2.21
P27	n47	n38	573.7	51.4	0.37	2.90	P45	n54	n26	150.1	51.4	0.10	0.24
P28	n32	n47	103.0	51.4	0.07	0.12	P46	n52	n39	189.7	130.8	1.27	9.45
P29	n48	n43	374.1	51.4	0.24	1.31	P47	n39	n46	434.7	130.8	1.01	6.22
P30	n48	n47	188.0	90	0.33	1.18	P82	n39	n77	322.5	90	0.34	1.29
P31	n49	n48	44.6	102.2	0.41	1.58	P83	n77	n78	52.5	61.4	0.34	2.00
P32	n33	n49	245.0	51.4	0.16	0.60	P84	n79	n78	233.0	61.4	0.11	0.23
P33	n46	n37	132.0	102.2	1.49	16.95	P25	n44	R-1	358.4	204.6	0.87	2.79

## Zone 2

TABLE 8.6 – États des noeuds de la zone 2 pour le cas de pointe

État des Noeuds du Réseau					État des Noeuds du Réseau				
ID noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)	ID noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	221.96	0.13	270.58	48.62	Noeud 58	216.34	0.57	270.27	53.93
Noeud 2	228.25	0.06	270.27	42.02	Noeud 59	211.06	0.42	269.56	58.50
Noeud 3	236.88	0.05	270.28	33.40	Noeud 60	212.00	1.07	268.01	56.01
Noeud 4	238.96	0.10	269.25	30.29	Noeud 61	211.24	0.43	269.56	58.32
Noeud 5	214.79	0.09	270.15	55.36	Noeud 62	214.51	0.37	268.49	53.98
Noeud 6	218.21	0.12	270.14	51.93	Noeud 63	215.17	0.36	268.35	53.18
Noeud 7	231.03	0.61	271.07	40.04	Noeud 64	218.73	0.34	268.26	49.53
Noeud 8	234.73	0.08	270.24	35.51	Noeud 65	236.89	0.39	267.85	30.96
Noeud 9	236.63	0.13	270.23	33.60	Noeud 66	241.59	0.92	268.03	26.44
Noeud 10	214.22	0.22	268.26	54.04	Noeud 67	242.53	0.66	269.26	26.73
Noeud 11	223.51	0.07	268.24	44.73	Noeud 68	241.02	0.37	270.30	29.28
Noeud 12	218.99	0.19	268.43	49.44	Noeud 69	237.82	0.42	270.28	32.46
Noeud 13	220.83	0.58	271.76	50.93	Noeud 70	227.11	0.52	270.27	43.16
Noeud 15	238.29	0.09	271.04	32.75	Noeud 71	218.43	0.53	270.60	52.17
Noeud 16	237.46	0.29	270.28	32.82	Noeud 72	213.79	0.47	270.15	56.36
Noeud 17	228.28	0.03	267.82	39.54	Noeud 73	225.62	0.62	270.57	44.95
Noeud 18	227.28	0.55	267.82	40.54	Noeud 74	234.48	0.67	270.48	36.00
Noeud 19	234.52	0.07	267.85	33.33	Noeud 75	240.45	0.45	270.37	29.92
Noeud 20	230.60	0.18	271.02	40.42	Noeud 76	235.91	0.34	270.25	34.34
Noeud 21	213.17	0.22	270.27	57.10	Noeud 80	218.21	0.31	270.70	52.49
Noeud 22	231.74	0.17	268.22	36.48	Noeud 81	217.53	0.47	270.50	52.97
Noeud 55	221.15	0.93	271.54	50.39	Noeud 82	220.35	0.36	270.80	50.45
Noeud 56	223.15	0.32	271.05	47.90	Réservoir 2	271.00	-17.86	273.00	2
Noeud 57	213.79	0.34	270.22	56.43					

TABLE 8.7 – États des arcs de la zone 2 pour le cas de pointe

État des arcs du Réseau							État des arcs du Réseau						
ID arc	$N_{depart}$	$N_{arrive}$	L (m)	$D_{int}$ (m)	V (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)	ID arc	$N_{depart}$	$N_{arrive}$	L (m)	$D_{int}$ (m)	V (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
P1	n71	n1	177.80	51.4	0.06	0.10	P61	n59	n62	200.31	61.4	0.58	5.32
P2	n70	n2	78.04	51.4	0.03	0.02	P62	n62	n63	53.87	61.4	0.39	2.55
P3	n69	n3	63.81	51.4	0.02	0.02	P63	n63	n64	137.29	61.4	0.19	0.70
P4	n67	n4	138.50	51.4	0.05	0.06	P64	n64	n22	236.15	51.4	0.08	0.17
P5	n72	n5	125.70	51.4	0.04	0.05	P65	n18	n17	44.75	51.4	0.02	0.01
P6	n7	n73	340.90	130.8	0.46	1.45	P66	n65	n19	100.04	51.4	0.03	0.04
P7	n76	n8	112.30	51.4	0.04	0.04	P67	n66	n65	218.78	61.4	0.21	0.82
P8	n63	n10	309.20	51.4	0.11	0.28	P68	n68	n67	237.23	73.6	0.58	4.38
P9	n64	n11	96.50	51.4	0.03	0.20	P69	n67	n66	548.94	73.6	0.41	2.23
P10	n62	n12	267.40	51.4	0.09	0.22	P70	n68	n69	173.01	130.8	0.09	0.08
P11	n14	n13	812.50	61.4	0.20	0.72	P71	n69	n70	344.77	130.8	0.06	0.03
P12	n74	n16	410.30	51.4	0.14	0.48	P72	n70	n21	309.98	130.8	0.02	0.00
P13	n65	n18	228.20	51.4	0.08	0.16	P73	n80	n71	247.93	90	0.18	0.40
P14	n60	n66	525.10	73.6	0.04	0.03	P74	n81	n72	358.76	61.4	0.23	0.97
P48	n20	n7	248.90	51.4	0.09	0.19	P75	n72	n6	171.94	51.4	0.06	0.10
P49	n7	n55	261.14	130.8	0.52	1.80	P76	n71	n73	319.66	90	0.08	0.08
P50	n55	n56	201.46	130.8	0.61	2.42	P77	n73	n74	203.74	163.6	0.29	0.47
P51	n56	n15	130.86	51.4	0.05	0.06	P78	n74	n75	320.02	163.6	0.24	0.34
P52	n82	n58	281.59	90	0.42	1.88	P79	n75	n68	109.90	130.8	0.31	0.68
P53	n58	n59	371.91	61.4	0.33	1.92	P80	n75	n76	186.70	61.4	0.18	0.64
P54	n57	n58	137.68	90	0.18	0.37	P81	n76	n9	177.60	51.4	0.06	0.10
P55	n55	n14	839.65	204.6	0.49	0.96	P85	n80	n81	72.63	90	0.51	2.74
P57	n61	n60	476.37	61.4	0.44	3.25	P86	n81	n57	229.88	90	0.33	1.23
P58	n60	n18	498.76	61.4	0.14	0.40	P87	n56	n82	114.00	130.8	0.58	2.20
P59	n57	n61	112.62	73.6	0.68	5.82	P88	n82	n80	113.45	130.8	0.35	0.88
P60	n61	n59	19.71	90	0.18	0.39	P56	n14	R-2	564.16	204.6	0.54	1.16

### 8.2.2 Cas de pointe plus incendie

Pour ce cas, on considère un débit d'incendie de 17 l/s au nœud le plus défavorable (N21) situé dans la zone basse (zone 2).

Le débit spécifique reste le même car le débit incendie est considéré comme un débit concentré; seul le débit horaire maximal augmente ainsi que le débit du nœud N21.

Ainsi :  $Q_{max12} = 17.863 + 17 = 34.863 \text{ l/s}$ .

Comme on dispose d'une conduite vannée reliant les deux zones, on propose une ouverture de la vanne en cas de pointe plus incendie, afin que le débit requis pour le nœud N21 soit satisfait par les deux zones.

La figure qui suit permet de visualiser la simulation de ce cas :

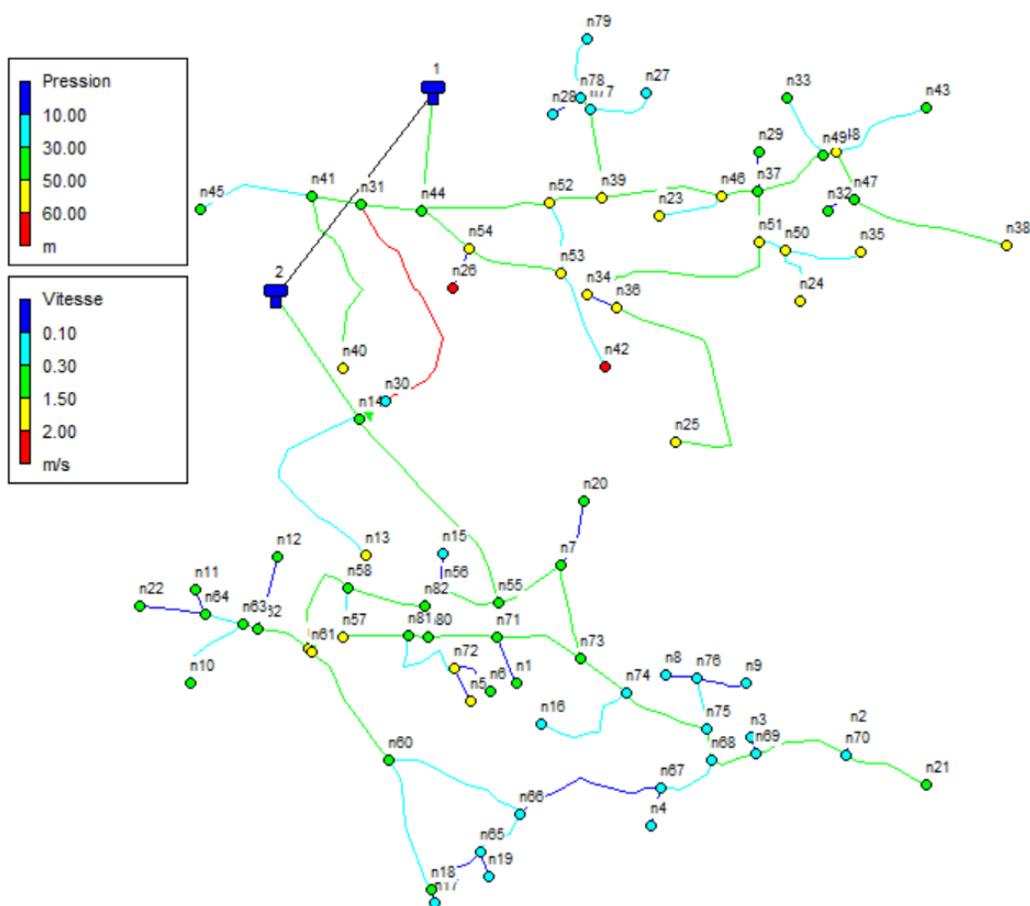


FIGURE 8.3 – Simulation du cas de pointe plus incendie

Les résultats de la simulations pour les deux zones sont représentés dans les tableaux (8.8), (8.9), (8.10) et (8.11) suivants :

Zone 1

TABLE 8.8 – États des noeuds de la zone 1 pour le cas de pointe plus incendie

État des Noeuds du Réseau					État des Noeuds du Réseau				
ID noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)	ID noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 14	232.33	1.18	271.62	39.29	Noeud 41	271.16	1.74	317.43	46.27
Noeud 23	260.12	0.31	313.30	53.18	Noeud 42	255.73	0.51	317.67	61.94
Noeud 24	249.33	0.27	309.21	59.88	Noeud 43	267.40	0.50	309.88	42.48
Noeud 25	249.29	1.25	304.06	54.77	Noeud 44	271.93	1.21	319.41	47.48
Noeud 26	258.47	0.20	318.89	60.42	Noeud 45	276.11	0.56	316.76	40.65
Noeud 27	294.63	0.33	315.65	21.02	Noeud 46	261.87	1.07	313.43	51.56
Noeud 28	300.01	0.16	315.60	15.59	Noeud 47	261.49	1.16	310.15	48.66
Noeud 29	265.24	0.19	311.16	45.92	Noeud 48	259.93	0.82	310.37	50.44
Noeud 30	259.53	1.21	271.62	12.09	Noeud 49	263.94	0.77	310.44	46.50
Noeud 31	272.66	1.74	317.91	45.25	Noeud 50	256.59	0.78	309.29	52.70
Noeud 32	260.60	0.14	310.14	49.54	Noeud 51	256.16	1.36	309.35	53.19
Noeud 33	273.50	0.33	310.30	36.80	Noeud 52	264.06	1.22	317.92	53.86
Noeud 34	252.94	0.15	306.78	53.84	Noeud 53	260.26	1.32	318.17	57.91
Noeud 35	258.57	0.37	309.08	50.51	Noeud 54	266.02	0.96	318.93	52.91
Noeud 36	253.95	2.37	306.79	52.84	Noeud 77	292.02	0.84	315.71	23.69
Noeud 37	261.52	1.00	311.19	49.67	Noeud 78	297.41	0.54	315.61	18.20
Noeud 38	251.60	0.77	308.49	56.89	Noeud 79	303.54	0.31	315.55	12.01
Noeud 39	265.21	1.28	316.13	50.92	Réservoir 1	319.00	-36.90	321.00	2
Noeud 40	260.47	0.94	316.22	55.75					

TABLE 8.9 – États des arcs de la zone 1 pour le cas de pointe plus incendie

État des arcs du Réseau							État des arcs du Réseau						
ID arc	$N_{depart}$	$N_{arrivo}$	L (m)	$D_{int}$ (m)	V (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)	ID arc	$N_{depart}$	$N_{arrivo}$	L (m)	$D_{int}$ (m)	V (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
P15	n36	n25	925.8	61.4	0.42	2.95	P34	n37	n49	281.0	102.2	0.55	2.66
P16	n77	n27	246.6	61.4	0.11	0.26	P35	n50	n35	278.2	51.4	0.18	0.76
P17	n78	n28	116.0	61.4	0.05	0.06	P36	n37	n51	185.9	90	1.03	9.90
P18	n37	n29	142.0	51.4	0.09	0.22	P37	n51	n36	718.7	90	0.59	3.56
P19	n31	n30	895.7	73.6	2.21	51.67	P38	n51	n50	103.9	90	0.22	0.58
P20	n36	n34	114.1	51.4	0.07	0.15	P39	n50	n24	198.0	51.4	0.13	0.40
P21	n41	n40	695.9	61.4	0.32	1.74	P40	n44	n52	459.7	163.6	0.82	3.23
P22	n44	n31	217.8	130.8	1.07	6.89	P41	n42	n53	375.7	51.4	0.24	1.32
P23	n31	n41	177.6	90	0.51	2.69	P42	n52	n53	259.0	73.6	0.25	0.94
P24	n41	n45	418.0	51.4	0.27	1.61	P43	n53	n54	345.0	90	0.46	2.20
P26	n23	n46	231.0	51.4	0.15	0.54	P44	n54	n44	217.2	102.2	0.50	2.21
P27	n47	n38	573.7	51.4	0.37	2.90	P45	n54	n26	150.1	51.4	0.10	0.24
P28	n32	n47	103.0	51.4	0.07	0.12	P46	n52	n39	189.7	130.8	1.27	9.45
P29	n48	n43	374.1	51.4	0.24	1.31	P47	n39	n46	434.7	130.8	1.01	6.22
P30	n48	n47	188.0	90	0.33	1.18	P82	n39	n77	322.5	90	0.34	1.29
P31	n49	n48	44.6	102.2	0.41	1.58	P83	n77	n78	52.5	61.4	0.34	2.00
P32	n33	n49	245.0	51.4	0.16	0.60	P84	n79	n78	233.0	61.4	0.11	0.23
P33	n46	n37	132.0	102.2	1.49	16.95	P25	n44	R-1	358.4	204.6	1.12	4.45

Zone 2

TABLE 8.10 – États des noeuds de la zone 2 pour le cas de pointe plus incendie

État des Noeuds du Réseau					État des Noeuds du Réseau				
ID noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)	ID noeud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Noeud 1	221.96	0.13	264.32	42.36	Noeud 58	216.34	0.57	265.64	49.30
Noeud 2	228.25	0.06	253.25	25.00	Noeud 59	211.06	0.42	264.39	53.33
Noeud 3	236.88	0.05	256.77	19.89	Noeud 60	212.00	1.07	258.67	46.67
Noeud 4	238.96	0.10	258.36	19.40	Noeud 61	211.24	0.43	264.39	53.15
Noeud 5	214.79	0.09	265.57	50.78	Noeud 62	214.51	0.37	263.32	48.81
Noeud 6	218.21	0.12	265.56	47.35	Noeud 63	215.17	0.36	263.19	48.02
Noeud 7	231.03	0.61	265.79	34.76	Noeud 64	218.73	0.34	263.09	44.36
Noeud 8	234.73	0.08	259.86	25.13	Noeud 65	236.89	0.39	258.22	21.33
Noeud 9	236.63	0.13	259.84	23.21	Noeud 66	241.59	0.92	258.30	16.71
Noeud 10	214.22	0.22	263.10	48.88	Noeud 67	242.53	0.66	258.37	15.84
Noeud 11	223.51	0.07	263.07	39.56	Noeud 68	241.02	0.37	258.62	17.60
Noeud 12	218.99	0.19	263.26	44.27	Noeud 69	237.82	0.42	256.77	18.95
Noeud 13	220.83	0.58	271.04	50.21	Noeud 70	227.11	0.52	253.25	26.14
Noeud 15	238.29	0.09	267.24	28.95	Noeud 71	218.43	0.53	264.34	45.91
Noeud 16	237.46	0.29	261.25	23.79	Noeud 72	213.79	0.47	265.58	51.79
Noeud 17	228.28	0.03	258.23	29.95	Noeud 73	225.62	0.62	262.46	36.84
Noeud 18	227.28	0.55	258.23	30.95	Noeud 74	234.48	0.67	261.44	26.96
Noeud 19	234.52	0.07	258.22	23.70	Noeud 75	240.45	0.45	259.98	19.53
Noeud 20	230.60	0.18	265.74	35.14	Noeud 76	235.91	0.34	259.86	23.95
Noeud 21	213.17	17.22	250.27	37.10	Noeud 80	218.21	0.31	266.18	47.97
Noeud 22	231.74	0.17	263.05	31.31	Noeud 81	217.53	0.47	265.92	48.39
Noeud 55	221.15	0.93	268.57	47.42	Noeud 82	220.35	0.36	266.55	46.20
Noeud 56	223.15	0.32	267.25	44.10	Réservoir 2	271.00	-26.65	273.00	2
Noeud 57	213.79	0.34	265.53	51.74					

TABLE 8.11 – États des arcs de la zone 2 pour le cas de pointe plus incendie

État des arcs du Réseau						État des arcs du Réseau							
ID arc	$N_{depart}$	$N_{arrivo}$	L (m)	$D_{int}$ (m)	V (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)	ID arc	$N_{depart}$	$N_{arrivo}$	L (m)	$D_{int}$ (m)	V (m/s)	Pert.Charge Unit (m/km)
P1	n71	n1	177.80	51.4	0.06	0.10	P61	n59	n62	200.31	61.4	0.58	5.32
P2	n70	n2	78.04	51.4	0.03	0.02	P62	n62	n63	53.87	61.4	0.39	2.55
P3	n69	n3	63.81	51.4	0.02	0.02	P63	n63	n64	137.29	61.4	0.19	0.70
P4	n67	n4	138.50	51.4	0.05	0.06	P64	n64	n22	236.15	51.4	0.08	0.17
P5	n72	n5	125.70	51.4	0.04	0.05	P65	n18	n17	44.75	51.4	0.02	0.01
P6	n7	n73	340.90	130.8	1.30	9.79	P66	n65	n19	100.04	51.4	0.03	0.04
P7	n76	n8	112.30	51.4	0.04	0.04	P67	n66	n65	218.78	61.4	0.13	0.35
P8	n63	n10	309.20	51.4	0.11	0.28	P68	n68	n67	237.23	73.6	0.27	1.04
P9	n64	n11	96.50	51.4	0.03	0.20	P69	n67	n66	548.94	73.6	0.09	0.14
P10	n62	n12	267.40	51.4	0.09	0.22	P70	n68	n69	173.01	130.8	1.36	10.70
P11	n14	n13	812.50	61.4	0.20	0.72	P71	n69	n70	344.77	130.8	1.32	10.20
P12	n74	n16	410.30	51.4	0.14	0.48	P72	n70	n21	309.98	130.8	1.28	9.60
P13	n65	n18	228.20	51.4	0.03	0.03	P73	n80	n71	247.93	90	0.88	7.42
P14	n60	n66	525.10	73.6	0.22	0.72	P74	n81	n72	358.76	61.4	0.23	0.97
P48	n20	n7	248.90	51.4	0.09	0.19	P75	n72	n6	171.94	51.4	0.06	0.10
P49	n7	n55	261.14	130.8	1.35	10.62	P76	n71	n73	319.66	90	0.78	5.88
P50	n55	n56	201.46	130.8	1.04	6.53	P77	n73	n74	203.74	163.6	1.03	4.97
P51	n56	n15	130.86	51.4	0.05	0.06	P78	n74	n75	320.02	163.6	0.99	4.57
P52	n82	n58	281.59	90	0.56	3.24	P79	n75	n68	109.90	130.8	1.47	12.40
P53	n58	n59	371.91	61.4	0.45	3.35	P80	n75	n76	186.70	61.4	0.18	0.64
P54	n57	n58	137.68	90	0.26	0.80	P81	n76	n9	177.60	51.4	0.06	0.10
P55	n55	n14	839.65	204.6	1.01	3.64	P85	n80	n81	72.63	90	0.58	3.46
P57	n61	n60	476.37	61.4	0.90	12.00	P86	n81	n57	229.88	90	0.40	1.73
P58	n60	n18	498.76	61.4	0.22	0.89	P87	n56	n82	114.00	130.8	1.01	6.18
P59	n57	n61	112.62	73.6	0.92	10.07	P88	n82	n80	113.45	130.8	0.72	3.27
P60	n61	n59	19.71	90	0.13	0.20	P56	n14	R-2	564.16	204.6	0.81	2.44

### Interprétation des résultats

Après simulation des deux cas de pointe et de pointe plus incendie, on peut constater que :

- En cas de pointe, la majorité des nœuds de la zone 1 respectent les pressions admissibles où elles sont supérieures à 10 m.c.e et inférieures à 60 m.c.e sauf 3 nœuds qui sont très proches de 60 m.c.e et qui peuvent également être considérés comme admissibles et ne nécessitent pas de réducteur de pression.
- L'ensemble des pressions aux nœuds de la zone 2 respecte les pressions admissibles.
- Pour le cas de pointe plus incendie, toutes les pressions de nœud sont admissibles pour les deux zones.
- Dans notre cas de petite agglomération, nous pouvons admettre des vitesses allant de 0,3 m/s à 1,5 m/s en cas de pointe et 2,5 m/s en cas de pointe plus incendie.
- La majorité des vitesses sont admissibles malgré la présence de quelques vitesses inférieures à 0.3 m/s pour les deux zones en cas de pointe et de pointe plus incendie, pour cette raison il a été choisi d'installer des vidanges au niveau des extrémités aval, afin de permettre des vidanges et des chasses régulières pour éviter les dépôts dans les tuyaux.
- Les faibles vitesses peuvent être justifiées par le fait qu'il a été décidé de ne pas aller au-delà du diamètre de 63 mm (soit un diamètre intérieur de 51.4 mm) et que certains tronçons peuvent être considérés comme des tronçons tertiaires.
- En cas de pointe plus incendie, la vanne de la conduite vannée reliant les deux zones est ouverte afin d'assurer le débit nécessaire pour le nœud le plus défavorable et en même temps renforcer la zone 2 si nécessaire.
- La conduite vannée pour le cas où la vanne est ouverte, elle assure une vitesse de 0,61 m/s qui est une vitesse admissible.
- Le réseau avec ces deux zones pour les deux cas de pointe et pointe plus incendie présente un bon fonctionnement.

### 8.3 Conclusion du chapitre

Dans ce chapitre, on a dimensionné le réseau de distribution alimentant les 5 localités d'el Oudj où on a opté pour un réseau étagé composé de deux zones haute et basse, qui ont présentées un bon fonctionnement pour les deux cas de pointe et de pointe plus incendie.

## **Chapitre 9**

# **Organisation de chantier**

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions prévues pour l'exécution d'un projet ou d'un ouvrage dans les meilleures conditions possibles.

Cette organisation consiste à définir et coordonner les moyens nécessaires à la réalisation du projet.

Elle vise à combiner les trois éléments que sont la rapidité, l'économie et la qualité (MADI 2014).

## 9.1 Estimation des volumes des travaux

### 9.1.1 Calcul des volumes pour l'adduction

#### Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des sections transversales, et se calcule comme suit :

$$V_{exc} = S_{tr} \times L \quad (9.1)$$

Avec :

L : longueur de la conduite en m  $S_{tr}$  : surface de la tranchée en  $m^2$  tel que :

$$S_{exc} = H_{tr} \times b_{tr} \quad (9.2)$$

Donc la section de la tranchée dépend de la profondeur  $H_{tr}$  et de la largeur de la tranchée  $b_{tr}$  ;

La profondeur de la tranchée dépend principalement du diamètre de la conduite où elle est calculé par :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (9.3)$$

Tel que :

D : diamètre extérieur de la conduite.

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.(h=1.2m)

$h_1$  : épaisseur du lit de pose.( $h_1=0.15m$ )

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec le diamètre des conduites à installer, on laisse donc 30cm de chaque côté de la conduite, tel que :

$$b = D + 0.6 \quad (9.4)$$

#### Lit de sable

Le long de la canalisation, la conduite doit être posée sur un lit de sable de 15 cm d'épaisseur :

$$V_s = b_{tr} \times L \times e \quad (9.5)$$

$V_s$  : Volume du lit de sable en  $m^3$ .

L : Longueur de la conduite en m.

e : Epaisseur du lit de sable en m (e=0.15m).

**Remblais compacté**

Le volume du remblai est égal au volume de l'excavation diminué du volume occupé par le tuyau et du volume du lit de sable :

$$V_{reb} = V_{exc} - V_s - V_c \quad (9.6)$$

$V_{reb}$  : Volume du remblai en  $m^3$ .

$V_c$  : Volume de la conduite calculé par :

$$V_c = S_c \times L \quad (9.7)$$

Avec :

$S_c$  : Section de la conduite en m.

**Volume de terre à évacuer**

Le volume de terre à évacuer est déterminé en fonction du volume excaver et du volume de remblais comme suit :

$$V_{eva} = K_f \times V_{exc} - V_{reb} \quad (9.8)$$

Avec :

$V_{eva}$  : Volume de terre à évacuer en  $m^3$ .

$K_f$  : Coefficient de foisonnement du sol ( $K_f=1.3$ ).

Les différents volumes mentionnés ci-dessus sont calculés et récapitulés dans les tableaux qui suivent :

TABLE 9.1 – Volumes des travaux de l'adduction

Tronçon	D (mm)	L (m)	Sc ( $m^2$ )	Htr (m)	btr (m)	Vexc ( $m^3$ )	Vs ( $m^3$ )	Vc ( $m^3$ )	Vreb ( $m^3$ )	Vevac ( $m^3$ )
SP1 - SP2	400	6273.8	0.126	1.75	1	10979.15	941.07	787.99	9250.09	5022.80
SP2 - Rés El Oudj	250	4703	0.049	1.6	0.85	6396.08	599.63	230.74	5565.71	2749.20
Gravitaire	110	756.36	0.009	1.46	0.71	784.04	80.55	7.18	696.31	322.95
	90	125.64	0.006	1.44	0.69	124.84	13.00	0.80	111.03	51.25

TABLE 9.2 – Récapitulatif des volumes des travaux de l'adduction

Opérations	Unité	Quantité
Excavation	$m^3$	18284.11
Pose de lit de sable	$m^3$	1634.259
Remblai	$m^3$	15623.14
Evacuation	$m^3$	8146.205

### 9.1.2 Calcul des volumes pour la distribution

On retrouve les mêmes travaux pour la distribution que pour l'adduction.

Les différents volumes de travaux sont résumés et récapitulés dans les tableaux ci-après :

TABLE 9.3 – Volumes des travaux de la distribution

D (mm)	L (m)	Sc ( $m^2$ )	Htr (m)	btr (m)	Vexc ( $m^3$ )	Vs ( $m^3$ )	Vc ( $m^3$ )	Vreb ( $m^3$ )	Vevac ( $m^3$ )
63	6320.92	0.003	1.413	0.663	5921.55	628.62	19.69	5273.25	2424.78
75	5585.09	0.004	1.425	0.675	5372.15	565.49	24.66	4782.00	2201.80
90	2578.59	0.006	1.44	0.69	2562.09	266.88	16.40	2278.81	1051.91
110	3350.63	0.009	1.46	0.71	3473.26	356.84	31.83	3084.60	1430.65
125	674.79	0.012	1.475	0.725	721.61	73.38	8.28	639.95	298.14
160	2924.79	0.020	1.51	0.76	3356.49	333.43	58.78	2964.29	1399.15
200	983.43	0.031	1.55	0.8	1219.45	118.01	30.88	1070.56	514.73
250	1761.91	0.049	1.6	0.85	2396.20	224.64	86.44	2085.11	1029.95

TABLE 9.4 – Récapitulatif des volumes des travaux de la distribution

Opérations	Unité	Quantité
Excavation	$m^3$	25022.81
Pose de lit de sable	$m^3$	2567.297
Remblai	$m^3$	22178.56
Evacuation	$m^3$	10351.1

### 9.1.3 Calcul des volumes des stations pompage

Avant de procéder au calcul des volumes des travaux, il est indispensable de dimensionner les bâtiments des stations de pompage.

#### Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage

##### La hauteur du bâtiment

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9 \quad (9.9)$$

Tel que :

$H_b$  : Hauteur du bâtiment.

$h_6$  : Hauteur réservée à l'homme.

$h_7$  : Hauteur du chariot.

$h_8$  : Hauteur profilée.

$h_9$  : Hauteur de sécurité.

$h_5$  : Distance verticale, avec :

$$h_5 = h_{pompe} + h_{socle} + h_{reserve} \quad (9.10)$$

Où :

$h_{pompe}$  : Hauteur de la pompe.

$h_{socle}$  : Hauteur du socle.

$h_{reserve}$  : Hauteur de réserve.

TABLE 9.5 – Hauteur du bâtiment de la station de pompage

Station de pompage	$h_{reserve}$ (m)	$h_{socle}$ (m)	$h_{pompe}$ (m)	$h_5$ (m)	$h_6$ (m)	$h_7$ (m)	$h_8$ (m)	$h_9$ (m)	$H_b$ (m)
SP1	0.7	0.3	0.881	1.881	2.4	0.5	1	0.16	5.941
SP2	0.7	0.3	0.881	1.881	2.4	0.5	1	0.16	5.941

##### La longueur du bâtiment

$$L_b = L_{bu} + L_g + L_{rcc} + L_{rcd} \quad (9.11)$$

Tel que :

$L_b$  : Longueur du bâtiment.

$L_{bu}$  : Longueur du bureau.

$L_g$  : Longueur du groupe électropompe.

$L_{rcc}$  : Longueur réservée pour les caniveaux des câbles.

$L_{rcd}$  : Longueur réservée pour les caniveaux de drainage et le regard de vidange.

TABLE 9.6 – Longueur du bâtiment de la station de pompage

Station de pompage	$L_{bu}$ (m)	$L_g$ (m)	$L_{rcc}$ (m)	$L_{rcd}$ (m)	$L_b$ (m)
SP1	5	2.2865	1.5	2	10.7865
SP2	5	2.0625	1.5	2	10.5625

**La largeur du bâtiment**

$$l_b = N_{ppe} \times L_{ppe} + (N_{ppe} - 1)D_{istp} + D_{pm1} + D_{pm2} \quad (9.12)$$

Tel que :

$l_b$  : Largeur du bâtiment en m.

$N_{ppe}$  : Nombre de pompes.

$L_{ppe}$  : Largeur du groupe électropompe en m.

$D_{istp}$  : Distance entre deux pompes voisines en m.

$D_{pm1}$  : Distance entre la pompe et l'extrémité intérieure du mur du bâtiment en m.

$D_{pm2}$  : Distance entre la pompe et l'extrémité extérieure du mur du bâtiment en m.

TABLE 9.7 – Largeur du bâtiment de la station de pompage

Station de pompage	$L_{ppe}$ (m)	$N_{ppe}$	$D_{istp}$ (m)	$D_{pm1}$ (m)	$D_{pm2}$ (m)	$l_b$ (m)
SP1	0.82	4	1.2	1.6	1.82	10.3
SP2	0.82	2	1.2	1.6	1.82	6.26

Les dimensions des bâtiments des deux stations de pompage sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

TABLE 9.8 – Dimensions des bâtiments des stations de pompage

Station de pompage	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Épaisseur mur (m)	Portes (m)	Fenêtres (m)
SP1	10.787	10.3	5.941	0.3	3 x 2	1.8 x 1.6
SP2	10.563	6.26	5.941	0.3	3 x 2	1.8 x 1.6

**Calcul du volume de décapage**

$$V_{dc} = e \times l \times L \quad (9.13)$$

Avec :

$l$  : Largeur du bâtiment.

$L$  : Longueur du bâtiment.  
 $e$  : Épaisseur à décaper ( $e=0.15m$ ).  
 $V_{dc}$  : Volume de décapage.

**Calcul du volume d'excavation**

Le volume d'excavation pour une fouille est de :

$$V_f = 1.3 \times 1.3 \times 1.5 = 3.375m^3 \quad (9.14)$$

Pour toutes les fouilles on trouve :

$$V_{exc} = V_f \times Nb_f \quad (9.15)$$

Tel que :  
 $V_f$  : Volume d'une fouille.  
 $Nb_f$  : Nombre de fouilles ( $Nb_f=14$ ).  
 $V_{exc}$  : Volume à excaver.

**Calcul du volume du béton de propreté**

Pour une fouille :

$$V_{bp} = 1.5 \times 1.5 \times e \quad (9.16)$$

Pour toutes les fouilles :

$$V_{bpt} = Nb_f \times V_{bp} \quad (9.17)$$

Tel que :  
 $e$  : Épaisseur du béton armé pour chaque fouille.  
 $Nb_f$  : Nombre de fouilles ( $Nb_f=14$ ).  
 $V_{bp}$  : Volume du béton de propreté.

**Calcul du volume du béton armé**

**Semelles**

Pour une fouille :

$$V_s = 0.4 \times 1.3 \times 1.3 \quad (9.18)$$

Pour toutes les fouilles :

$$V_{stot} = 14 \times V_s \quad (9.19)$$

Tel que :  
 $V_{stot}$  : Volume du béton armé des semelles.

**Demi-poteaux**

Pour une fouille :

$$V_{dp} = 0.4 \times 0.4 \times 1 \quad (9.20)$$

Pour toutes les fouilles :

$$V_{dptot} = 14 \times V_{dp} \quad (9.21)$$

Tel que :

$V_{stot}$  : Volume du béton armé des demi-poteaux.

### Poutre inférieure

$$V_{pinf} = (0.4 * 0.4 * 3 * L) + (0.4 * 0.4 * l * 3) - (0.4 * 0.4 * 0.4 * Nb_f) \quad (9.22)$$

Avec :

$l$  : Largeur du bâtiment.

$L$  : Longueur du bâtiment.

$Nb_f$  : Nombre de fouilles ( $Nb_f=14$ ).

$V_{pinf}$  : Volume de la poutre inférieure.

### Chape inférieure

La chape inférieure à une épaisseur de 7cm, donc on a :

$$V_{cinf} = 0.07 \times l \times L \quad (9.23)$$

Avec :

$l$  : Largeur du bâtiment.

$L$  : Longueur du bâtiment.

$V_{cinf}$  : Volume de la chape inférieure.

### Chape supérieure

$$V_{csup} = V_{cinf} \quad (9.24)$$

Avec :

$V_{cinf}$  : Volume de la chape inférieure.

$V_{csup}$  : Volume de la chape supérieure.

### Poteaux

Pour une fouille

$$V_p = 14 \times 0.4 \times 0.4 \times h \quad (9.25)$$

Pour toutes les fouilles :

$$V_{ptot} = 14 \times V_p \quad (9.26)$$

Tel que :

$V_{ptot}$  : Volume des poteaux.

$h$  : La hauteur du bâtiment.

Le volume de béton armé total pour chaque pompe est donné dans le tableau suivant :

TABLE 9.9 – Volumes du béton armé des deux stations de pompage

Station de pompage	$V_{stot}$	$V_{dp}$	$V_{pinf}$	$V_{cinf}$	$V_{ptot}$	$V_{csup}$	$V_{ba}$
SP1	9.46	2.24	9.23	7.78	13.31	7.78	49.79
SP2	9.46	2.24	7.18	4.63	13.31	4.63	41.45

### Calcul du volume du remblai

#### Remblai compacté

Ce volume représente le volume d'un remblai bien compacté.

$$V_{reb} = 14 \times [V_f - (V_{bp} + V_s + V_{dp})] \quad (9.27)$$

$V_{reb}$  : Volume du remblai compacté.

#### Remblai compacté de la dalle inférieure

Ce volume représente le volume du remblai de la dalle inférieure.

$$V_{rc} = 0.9 \times l \times L \quad (9.28)$$

#### Remblai total

Le volume de remblai total est donc égal à :

$$V_{rtot} = V_{reb} + V_{rc} \quad (9.29)$$

### Maçonnerie

#### Surface du mur

La surface du mur du bâtiment de la station de pompage est donnée par :

$$S_m = 2 \times h \times (l + L) \quad (9.30)$$

Pour des briques de la forme (30 × 20 × 10) ayant une surface de  $S_b=0.06 \text{ m}^2$ , le nombre de briques utilisé pour la construction du mur du bâtiment est de :

#### Nombre de briques

$$Nb_{briques} = \frac{S_m}{S_b} \quad (9.31)$$

Les résultats de calcul des différents volumes mentionnés précédemment sont donnés dans le tableau ci-après :

TABLE 9.10 – Volumes des travaux des deux stations de pompage

Station de pompage	$V_{dc}$	$V_f$	$V_{exc}$	$V_{bp}$	$V_{ba}$	$V_{rtot}$	$Nb_{briques}$
SP1	16.67	2.54	35.49	2.37	49.79	121.41	4908
SP2	9.92	2.54	35.49	2.37	41.45	80.93	3936

Le tableau suivant récapitule l'ensemble des volumes des travaux des stations de pompage :

TABLE 9.11 – Récapitulation des différents volumes du pompage

Opérations	Unité	Quantité
Décapage	$m^3$	26.58333
Excavation	$m^3$	70.98
Béton de propreté	$m^3$	4.732
Remblai compacté	$m^3$	202.34
Béton armé	$m^3$	91.23911
maconnerie	Brique	8845

### 9.1.4 Calcul des volumes pour le réservoir

Le réservoir projeté à DOUAIDIA est d'une capacité de 1500 m<sup>3</sup> avec un diamètre de 21,86 m et une hauteur de 4m.

#### Calcul du volume des déblais

Le volume total des déblais est la somme des volumes des déblais du réservoir et de sa chambre de manœuvre, il est calculé par :

$$V_d = \left[ \left( \frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} \times l_{exc}) \right] \times h_{exc} \quad (9.32)$$

Tel que :

$V_d$  : Volume total des déblais en  $m^3$ .

$D_{exc}$  : Diamètre d'excavation en m ( $D_{exc} = D_{ext} + 2$ ).

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur du radier du réservoir en m.

$L_{exc}$  : Longueur d'excavation pour la chambre de manœuvre en m.

$l_{exc}$  : largeur d'excavation pour la chambre de manœuvre.

$h_{exc}$  : Profondeur d'excavation en m.

On a donc :

$$V_d = \left[ \left( \frac{\pi \times 23.86^2}{4} \right) + (9 \times 7) \right] \times 2 \Rightarrow V_d = 1019.80m^3$$

**Calcul du volume du tout venant**

Le volume du tout venant est déterminé à partir de la formule ci-après :

$$V_{tv} = \left[ \left( \frac{\pi \times D_{exc}^2}{4} \right) + (L_{exc} \times l_{exc}) \right] \times e_{tv} \quad (9.33)$$

Avec :

$V_{tv}$  : Volume du tout venant en  $m^3$ .

$e_{tv}$  : Épaisseur du tout venant en m.

On trouve :

$$V_{tv} = \left[ \left( \frac{\pi \times 23.86^2}{4} \right) + (9 \times 7) \right] \times 0.3 \Rightarrow V_{tv} = 152.97 m^3$$

**Calcul du volume du béton de propreté**

Le béton de propreté devra dépasser de 0,6 m les parois extérieures des réservoirs.

Il est calculé par :

$$V_{bp} = \left[ \left( \frac{\pi \times D_{bpb}^2}{4} \right) + (L_{bp} \times l_{bp}) \right] \times e_{bp} \quad (9.34)$$

Tel que :

$V_{bp}$  : Volume du béton de propreté en  $m^3$ .

$D_{bpb}$  : Diamètre de la couche du béton de propreté en m avec ( $D_{exc} = D_{ext} + 1.2$ ).

$L_{bp}$  : longueur de la couche du béton de propreté de la chambre de manœuvre en m.

$l_{bp}$  : largeur de la couche du béton de propreté de la chambre de manœuvre en m.

$e_{bp}$  : Épaisseur de la couche du béton de propreté en m avec ( $e_{bp} = 0.15m$ ).

On trouve :

$$V_{bp} = \left[ \left( \frac{\pi \times 23.06^2}{4} \right) + (8.2 \times 7.6) \right] \times 0.15 \Rightarrow V_{bp} = 71.96 m^3$$

**Calcul du volume du béton armé**

Les volumes de béton armé pour les compartiments circulaires du réservoir sont calculés par :

$$V_{ba} = \frac{\pi \times (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} \times H \quad (9.35)$$

Les résultats des calculs sont présentés dans le tableau ci-dessous :

TABLE 9.12 – Volumes du béton armé

Elements	Dext	Dint	H	Vba
<b>Radiers</b>	23.26	0	0.45	191.118
<b>Voiles</b>	22.36	21.86	4	69.4254
<b>Ceintures supérieures</b>	22.66	21.86	0.5	13.97928
<b>Acrotères</b>	22.66	22.5	0.3	1.701629
			<b>Total</b>	276.2243

Pour la coupole du réservoir, le calcul du volume de béton armé est estimé comme suit :

$$R = \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2f} = \frac{1.5^2 + \left(\frac{21.86}{2}\right)^2}{2 \times 1.5} = 40.57m \quad (9.36)$$

Avec :

R : Rayon de la coupole en m.

$D_{ext}$  : Diamètre extérieur du réservoir en m, avec ( $D = 21.86$  m).

f : La flèche de la coupole en m, avec ( $f = 1,5$  m).

Donc le volume du béton armé de la coupole est de :

$$V_{bac} = 2.\pi.R.f.e_c = 2 \times \pi \times 40.57 \times 1.5 \times 0.1 = 38.22m^3 \quad (9.37)$$

Tel que :

$V_{bac}$  : Volume du béton armé de la coupole en  $m^3$ .

$e_c$  : Épaisseur de la coupole en m, avec ( $e_c = 0.1m$ ).

Le calcul du volume du béton armé pour la chambre de manoeuvre est détaillé dans le tableau suivant :

TABLE 9.13 – Volumes du béton armé la chambre de manoeuvre

Eléments	longueur L (m)	largeur l	hauteur h (m)	Nombre	V =L*l*h ( $m^3$ )
<b>Chape inférieure</b>	7	7	0,07	1	3,43
<b>Voiles</b>	7	0,2	2	3	8,4
<b>Poteaux</b>	0,3	0,3	4	6	3,24
<b>Ceintures inf. long.</b>	7	0,3	0,3	2	1,26
<b>Ceintures inf. larg.</b>	7	0,3	0,3	3	1,89
<b>Ceintures sup.long.</b>	7	0,3	0,3	2	1,26
<b>Ceintures sup.larg.</b>	7	0,3	0,45	3	2,84
<b>Dalle supérieure</b>	7	7	0,07	1	3,43
				<b>Total</b>	25.75

Donc le volume de remblai total du réservoir est la somme des volumes calculés ci-dessus :

$$\Rightarrow V_{ba-tot} = 340.19m^3$$

**Calcul du volume du remblai**

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

$$V_r = \left[ \frac{\pi \times (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} + (L_{exc} \times l_{exc}) - (L \times l) \right] \times h_{exc} \tag{9.38}$$

On trouve donc :

$$V_r = \left[ \frac{\pi \times (23.86^2 - 21.86^2)}{4} + (9 \times 7) - (7 \times 7) \right] \times 2 \Rightarrow V_r = 171.56m^3$$

**Calcul du volume de la maçonnerie**

La surface de la maçonnerie des chicanes du réservoir est de  $159.84m^2$  et celle de la chambre de manoeuvre est de  $84m^2$ , ce qui nous donne une surface de maçonnerie totale égale à  $243.84m^2$ .

Pour des briques de surface  $S_b = 0.06m^2$  le nombre de briques nécessaire est de :

$$N_b = \frac{S_m}{S_b} = \frac{243.84}{0.06} \Rightarrow N_b = 4164briques \tag{9.39}$$

Le tableau suivant résume les différents volumes de travaux estimés pour la projection du réservoir :

TABLE 9.14 – Volumes des travaux du réservoirs

Opérations	Unité	Quantité
Déblais	m3	1019.8
Tout venant	m3	152.9701
Béton de propreté	m3	71.96316
Béton armé	m3	340.1928
Remblais	m3	171.5608
Maçonnerie	brique	4164

## 9.2 Devis estimatif du projet

Le devis estimatif permet de connaître le montant contractuel du projet, en détaillant les tarifs des différents travaux et accessoires.

Les tableaux ci-dessous présentent les devis estimatifs de chaque compartiments de notre projet.

TABLE 9.15 – Devis des travaux de l'adduction

Opérations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Excavation	m <sup>3</sup>	18284.11	300.00	5485232.60
Pose de lit de sable	m <sup>3</sup>	1634.26	800.00	1307406.86
Remblai	m <sup>3</sup>	15623.14	400.00	6249254.69
Evacuation	m <sup>3</sup>	8146.20	300.00	2443861.37
Conduite 400	m	6273.80	11130.00	69827394.00
Conduite 250	m	4703.00	4346.00	20439238.00
Conduite 110	m	756.36	845.35	639388.93
Conduite 90	m	125.64	569.75	71583.39
<b>Montant HT</b>				106463359.84
<b>TVA (19%)</b>				20228038.37
<b>Montant TTC</b>				126691398.21

⇒ Le montant total pour la réalisation de l'adduction est de 126 691 398.21 DA.

TABLE 9.16 – Devis des travaux du pompage

Opérations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Décapage	m <sup>3</sup>	26.58	300.00	7975.00
Excavation	m <sup>3</sup>	70.98	400.00	28392.00
Béton de propreté	m <sup>3</sup>	4.73	5000.00	23660.00
Remblai compacté	m <sup>3</sup>	202.34	400.00	80935.99
Béton armé	m <sup>3</sup>	91.24	18000.00	1642303.94
maçonnerie	Brique	8845.00	15.00	132675.00
Équipements			-	6564500.00
<b>Montant HT</b>				8480441.94
<b>TVA (19%)</b>				1611283.97
<b>Montant TTC</b>				10091725.90

⇒ Le montant total pour la réalisation du pompage est de 10 091 725.90 DA.

## CHAPITRE 9

TABLE 9.17 – Devis des travaux de la distribution

Opérations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Excavation	m <sup>3</sup>	25022.81	300.00	7506844.43
Pose de lit de sable	m <sup>3</sup>	2567.30	800.00	2053837.66
Remblai	m <sup>3</sup>	22178.56	400.00	8871425.35
Evacuation	m <sup>3</sup>	10351.10	300.00	3105328.74
Conduite 63	m	6320.92	280.11	1770551.83
Conduite 75	m	5585.09	391.14	2184550.25
Conduite 90	m	2578.59	569.75	1469153.77
Conduite 110	m	3350.63	845.35	2832455.41
Conduite 125	m	674.79	1094.45	738529.00
Conduite 160	m	2924.79	1788.75	5231723.23
Conduite 200	m	983.43	2809.00	2762456.42
Conduite 250	m	1761.91	4346.00	7657260.86
<b>Montant HT</b>				46184116.95
<b>TVA (19%)</b>				8774982.22
<b>Montant TTC</b>				54959099.17

⇒ Le montant total pour la réalisation de la distribution est de 54 959 099.17 DA.

TABLE 9.18 – Devis des travaux du réservoir et des bâches

Opérations	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblais	m <sup>3</sup>	1019.80	300.00	305940.11
Tout venant	m <sup>3</sup>	152.97	600.00	91782.03
Béton de propreté	m <sup>3</sup>	71.96	5000.00	359815.82
Béton armé	m <sup>3</sup>	340.19	18000.00	6123470.17
Remblais	m <sup>3</sup>	171.56	400.00	68624.32
Maçonnerie	brique	4164.00	15.00	62460.00
Équipement		-		608000.00
Bâches		-		8647730.00
<b>Montant HT</b>				16267822.45
<b>TVA (19%)</b>				3090886.27
<b>Montant TTC</b>				19358708.72

⇒ Le montant total pour la réalisation des réservoir est de 19 358 708.72 DA.

⇒ Le montant total du projet est de 211 100 932 DA.

### 9.3 Temps de réalisation du projet

Afin d'estimer la durée du projet, on a opté pour la méthode GANTT, cette méthode a été inventée par Henri L. GANTT, dans les années 1910.

L'objectif de l'outil est de modéliser la planification des tâches nécessaires à la réalisation d'un projet.

Il permet de représenter graphiquement l'avancement du projet, ce qui facilite la communication sur le planning entre tous les acteurs impliqués dans ce projet.

Le diagramme représente les différentes tâches à effectuer en fonction du temps.

Les étapes de la méthode sont les suivantes :

- Dressez la liste de toutes les tâches à réaliser dans le cadre du projet. Le niveau de détail doit être soigneusement calibré. En général, on n'identifie pas plus de 15 à 20 tâches. Si le nombre est plus important, il est possible de créer des diagrammes supplémentaires détaillant la planification des principales tâches.
- Créer un graphique en représentant :
  - en abscisse, l'unité de temps (jours, semaines ou mois).
  - en ordonnée, les différentes tâches identifiées.
- Estimez pour chaque tâche ses dates de début et de fin et marquez-les sur le graphique avec une barre horizontale. La date de début correspond à la date de début prévue et la date de fin à la date d'achèvement prévue.
- Indiquer l'enchaînement des tâches par des repères visuels :
  - deux ou plusieurs tâches peuvent être réalisées en parallèle.
  - deux ou plusieurs tâches peuvent s'enchaîner séquentiellement. Il s'agira d'avoir terminé une tâche avant de débiter la suivante. Les réalisations d'antériorité peuvent être modélisées par des flèches partant de la tâche amont vers la tâche aval.
- Le diagramme ainsi réalisé permettra de visualiser l'avancement du projet, de coordonner et de contrôler les tâches, les délais, de communiquer avec tous les acteurs, et d'intégrer des jalons pour suivre l'avancement du projet.

(FERRY 2011)

### 9.3.1 Temps de réalisation de l'adduction

Les tâches à effectuer pour réaliser l'adduction et la durée de celles-ci sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

TABLE 9.19 – Durée des opérations pour l'adduction

N°	Opérations	Durée (j)
1	Exécution du tranchés	100
2	Pose de lit de sable	30
3	Pose de canalisation	80
4	Remblayage des tranchés	22

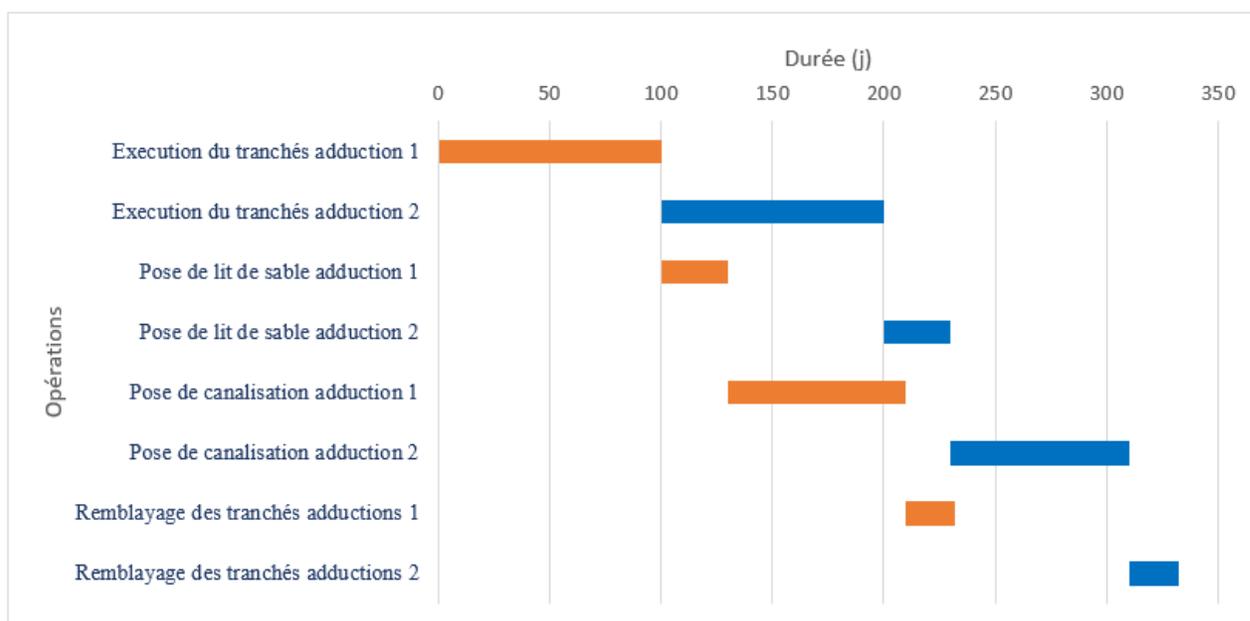


FIGURE 9.1 – Diagramme de GANTT pour l'adduction

⇒ La durée de la réalisation de l'adduction est de 332 jours.

### 9.3.2 Temps de réalisation du réseau de distribution

Les tâches à exécuter en vue de la réalisation du réseau de distribution et la durée de ces tâches sont indiquées dans le tableau ci-après :

TABLE 9.20 – Durée des opérations pour la distribution

N°	Opérations	Durée (j)
1	Exécution des tranchées du réseau	85
2	Pose du lit de sable	30
3	Bardage des conduites	6
4	Pose des conduites	40
5	Montage et raccordement des conduites	35
6	Essais d'étanchéités	3
7	Remblayage des tranchées	20
8	Nivellement et compactage	10



FIGURE 9.2 – Diagramme de GANTT pour la distribution

⇒ Le délai de finalisation du réseau de distribution incluant les deux zones est de 314 jours.

### 9.3.3 Temps de réalisation des stations de pompage

Les tâches de construction de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

TABLE 9.21 – Durée des opérations pour les stations de pompage

N°	Opérations	Durée (j)
1	Décapage	3
2	Excavation	7
3	Coulage du béton de propreté	2
4	Coulage du béton pour les semelles	3
5	Coulage du béton pour les demi-poteaux	5
6	Remblayage et compactage des fouilles	3
7	Construction des murés	7
8	Coulage béton longrines inférieures	15
9	Remblayage et compactage des casiers	6
10	Coulage de la chape inférieure	2
11	Coulage béton des poteaux et des voiles de la salle des machines	20
12	Coulage béton pour longrines supérieure et de la dalle	60
13	Maçonnerie et finition générale	60
14	Embellissement, évacuation des débris et nettoyage	7

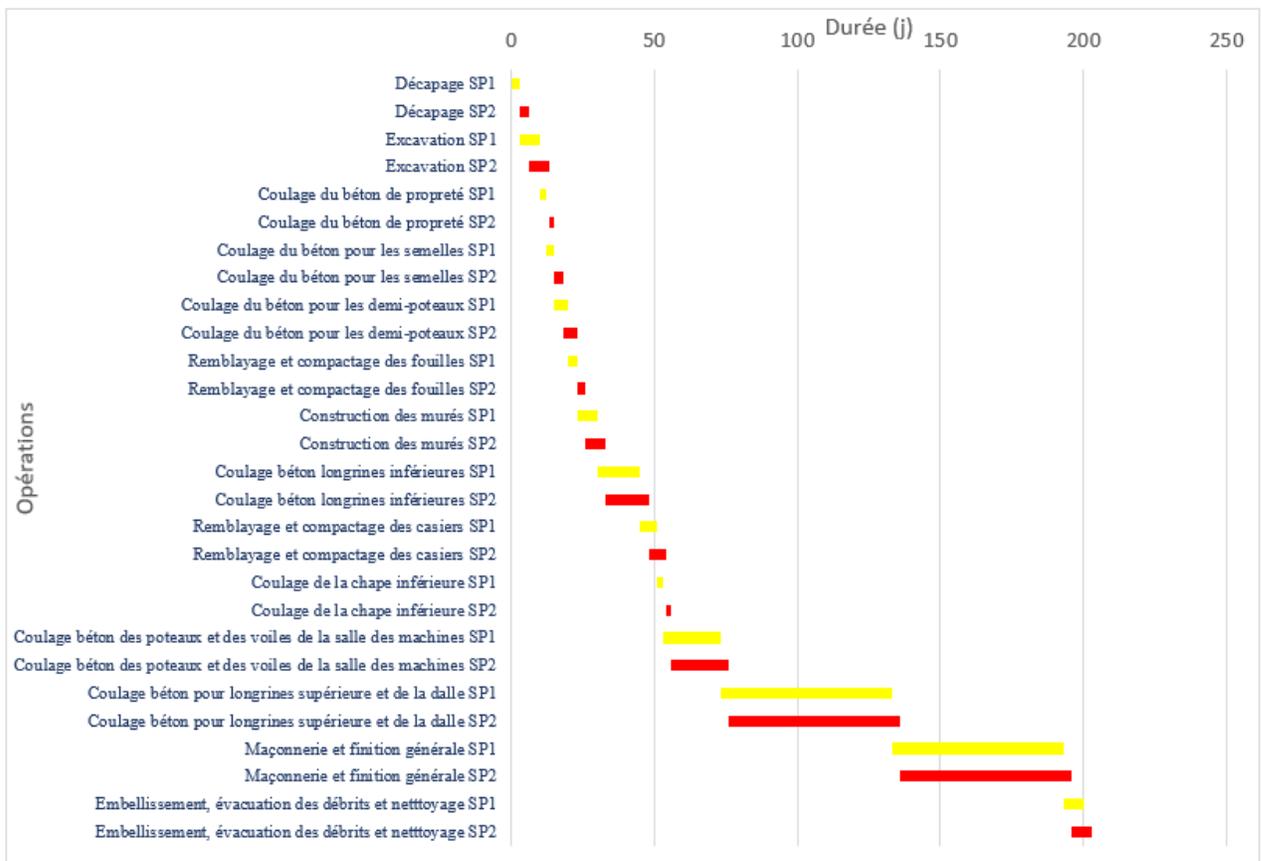


FIGURE 9.3 – Diagramme de GANTT pour le pompage

⇒ La construction des deux stations de pompage nécessitera une durée de 203 jours..

### 9.3.4 Temps de réalisation du réservoir

Les tâches de construction du réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau ci-dessous :

TABLE 9.22 – Durée de réalisation du réservoir

N°	Opérations	Durée
1	Excavation	7
2	Pose du tout venant	2
3	Coulage du béton de propreté.	1
4	Coulage radier + chape de la chambre de manœuvre	60
5	Coulage voile du réservoir et de la chambre de manoeuvre	60
6	Coulage ceinture sup rés + poteaux chambre manœuvre	25
7	Coulage coupole + dalle de la chambre de manœuvre	60
8	Remblayage et compactage	2
9	Maçonnerie et finition générale	30
10	Evacuation des débris et nettoyage	2

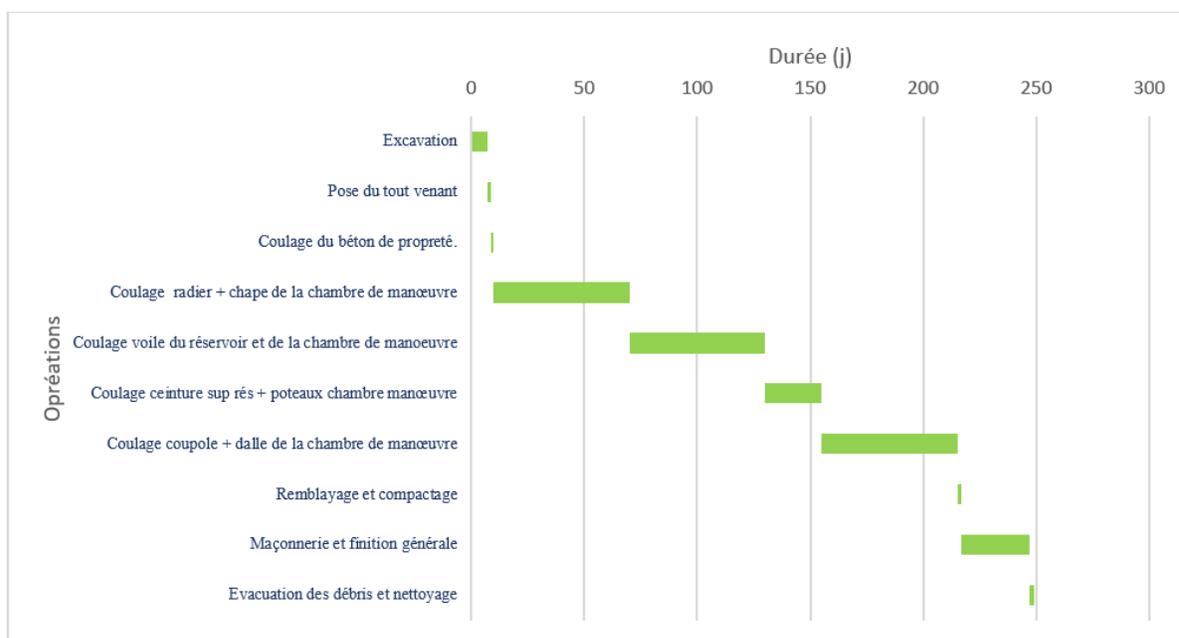


FIGURE 9.4 – Diagramme de GANTT pour le réservoir

⇒ La construction du réservoir nécessitera une durée de 249 jours..

## 9.4 Conclusion du chapitre

Dans ce chapitre, on a pu estimer les estimations qualitatives et quantitatives ainsi que le temps de réalisation de chaque section du projet à savoir l'adduction, la distribution et le pompage.

# Conclusion générale

Le premier objectif de la réalisation de ce mémoire était principalement d'apprendre et de s'améliorer ; pour cela il a été décidé d'essayer de toucher la majorité des compartiments et des composants des systèmes d'approvisionnement en eau potable.

Dans lequel nous avons proposé la projection de deux stations de pompage, la première avec trois pompes avec une de sécurité pour un débit de 102.4 l/s et une deuxième station composée de deux pompes avec une de sécurité pour un débit de 41.4 l/s.

Passant à l'adduction, on a dimensionné deux lignes de refoulement, l'une avec un diamètre extérieur de 400 mm pour une longueur de 6273,8 m et l'autre avec un diamètre extérieur de 250 mm pour une longueur de 4703 m suivie d'une conduite gravitaire de 882 m de long.

Notre réseau de distribution est de type étagé avec une zone haute et une zone basse, étant alimenté dans chaque zone par un réservoir existant et satisfaisant les besoins.

La protection des conduites a été assurée par l'installation de dispositifs adéquats tels que le réservoir d'air anti-bélier et les ventouses.

Donc, comme mentionné ci-dessus, nous avons parcouru tous les composants d'un système d'alimentation en eau potable en considérant tous les aspects techniques et économiques.

Au final, il faut dire que ce travail a été exécuté avec beaucoup d'engagement, de volonté et de rigueur tout en espérant et en veillant à ce qu'il soit dans les normes de professionnalisme.

# Bibliographie

- [Abr82] N ABRAMOV. *Alimentation en eau potable*. Mir, 1982.
- [BAB05] A BEDJAOU, B ACHOUR et MT BOUZIANE. « Nouvelle approche pour le calcul du diamètre économique dans les conduites de refoulement ». In : (2005).
- [Bon77] J BONIN. *Hydraulique urbaine*. Ed. Eyrolles, 1977.
- [Dup95] André DUPONT. « Hydraulique Urbaine TOME 2 : Ouvrages de transport, Élévation et distribution ». In : Eyrolles, 1995. Chap. 4.2.
- [Fer11] Aurélien FERRY. *Réussir ses projets : clés pour structurer et organiser son activité*. DUNOD, 2011.
- [GF02] Florent GUHL et de la pêche et des affaires rurales (2002-2004). FRANCE. MINISTÈRE DE L'AGRICULTURE de l'alimentation. *Guide méthodologique d'études anti-bélier pour les réseaux d'eau*. Cemagref, 2002.
- [MAD14] Rafik MADI. « COURS ORGANISATION DES CHANTIERS ». In : (2014).
- [SAL14] B SALAH. *Alimentation en eau potable des agglomérations*. Ecole nationale supérieure d'hydraulique, 2014.
- [ZEL15] L ZELLA. *Hydraulique générale : hydrostatique et hydrodynamique*. Office des Publications Universitaires, 2015. ISBN : 978-9961-0-1496-7.

# Annexes

TABLE 9.23 – Coefficients et exposants de la perte de charge

Matériau	K'	m	$\beta$
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
Amiante-ciment	0.00118	4.89	1.85
Plastique	0.001052	4.774	1.77

(ABRAMOV 1982)

TABLE 9.24 – Devis tube PEHD du groupe CHIALI

Référence	Diamètre (mm)	PN (bars)	Epaisseur (mm)	Prix fourniture (DA/ML)
<b>TUBE PEHD 16 Bars (PE100) EAU</b>	-	-	-	-
	Ø63	16	5.8	280.11
	Ø75	16	6.8	391.14
	Ø90	16	8.2	569.75
	Ø110	16	10	845.35
	Ø125	16	11.4	1,094.45
	Ø160	16	14.6	1,788.75
	Ø200	16	18.2	2,809.00
	Ø250	16	22.7	4,346.00
	Ø315	16	28.6	7,455.00
	Ø400	16	36.3	11,130.00
	Ø500	16	45.4	17,357.50
	Ø630	16	57.2	Nous contater
	Ø710	16	64.5	Nous contater
Ø800	16	72.6	Nous contater	

## الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

09 فبراير 2021

يلف في:

السيد: رئيس المجلس الشعبي البلدي  
إلى

ولاية غليزان  
دائرة يئل  
بلدية يئل  
رقم 2021/...

السيد: مكتب الدراسات التقنية في الري

سنوسي مصطفى

**الموضوع:** ف/ي عدد النسبة لدواوير يئل (دوار العوج، البوايشية، أولاد علي، الحوادرية السلامية،  
الدوايدية، الخوادمية، العبايدية، البوازيد، تحمدا)

**المرجع:** طلبكم المؤرخ في 2021/02/09

تبعاً لطلبكم المشار إليه في المرجع أعلاه والمتعلق بالموضوع

يشرفنا أن نوافيكم بالمطلوب كما يلي:

الرقم	المنطقة	عدد النسبة
01	دوار العوج	2195
02	البوايشية	953
03	أولاد علي	1127
04	حوادرية	1301
05	السلامية	190
06	الدوايدية	1800
07	الخوادمية	300
08	العبايدية	2772
09	البوازيد	1699
10	تحمدا	2103

نسبة النمو الديمغرافي للدواوير المعنية بالدراسة 2,06 %

رئيس المجلس الشعبي البلدي

من رئيس المجلس الشعبي البلدي  
وبالتفويض منه  
بن خيرة جيلالي  
مكلف بتسيير الأمانة العامة

FIGURE 9.5 – Recensement des localités de yellel

# MPA125A/06A/BD750/L45VCCC4

## Données techniques

Société  
Contact  
Tél:  
E-mail:

Caract. de fonct.			
1	Type de pompe	Pompes en parallèle	Fluide Eau
2	Nb de pompes	3	Temp. de fonct. °C 4
3	Débit nominal	l/s 102,4	Température de fonct. max/min °C 140 / -25
4	HMT nominale	m 132,5	Température de fonct. GM max/min °C 120 / -10
5	Hauteur statique	m 107,2	Valeur du pH 7
6	Pression Asp. / Tension de vapeur	kPa 0 / 100	Densité kg/m <sup>3</sup> 1000
7	Température ambiante	°C 20	Viscosité cinématique mm <sup>2</sup> /s 1,569
8	NPSH disponible	m 0	Altitude 0
Caract. pompe			
9	Conception	Horizontal Multistage pump, axial DNs, radial DNd, 1 Slide bearing DNs, 1 Roller bearings DNd	
10	Execution	AO / DNs - axial, DNd - above	
11	Lubrification	Lubrification à la graisse	
12	Vitesse de fonct.	rpm 1488	Etages 6
13	Orifice d'asp.	DNs 200 / PN16 / EN1092-2	
14	Buse refoulement	DNd 125 / PN25/40 / EN1092-2	
15	Pression max (corps)	kPa 2500	Impeller Ø Max. mm 283 Construction mm 6x 283 mm Min. mm 223
16	Pression de service max.	kPa 1673,3	
17	Type de roue	Radial impeller	
18	HMT max. (Q=0)	m 170	Débit Nom. l/s 111,6 Max. l/s 59,9 Min. l/s 9,1
19	Puiss. max. sur arbre	kW 203,8	
20	Poids pompe	kg 698	H.M.T. A Qmax m 66,5 A Qmin m 169,8
21	Poids total	kg 1 460,2	
			Puiss. Abs. kW 188,2
			Rendement % 79,6
			NPSH 3% m 1,7
Matériaux			
22		Pompe	Etanchéité
23	Suction Impeller	Fonte, EN-GJL-200, ASTM Classe 30	GM simple, avec chemise d'arbre (non équilibrée)
24	Roue	Fonte, EN-GJL-200, ASTM Classe 30	eMG12 - Ø65mm
25	Diffuseur	Fonte, EN-GJL-150, ASTM Classe 25	BQ7EGG-WA
26	Stage casing	Fonte, EN-GJL-250, ASTM Classe 35	Diamètre de GM 65 mm
27	Suction casing	Fonte, EN-GJL-250, ASTM Classe 35	1. Anneau tournant Graphite carbone imprégné de résine
28	Discharge casing	Fonte, EN-GJL-250, ASTM Classe 35	2. Anneau fixe SiC, carbure de silicium fritté
29	Couvercle	Fonte, EN-GJL-250, ASTM Classe 35	3. Joint secondaire Caoutchouc éthylène propylène (EPDM)
30	Bearing Bracket / Motor Adapter	Fonte, EN-GJL-250, ASTM Classe 35	4. Ressorts CrNiMo - Acier
31	Pied de pompe	Acier au carbone, 1.0038, ASTM Grade C, D	5. Autres EPDM - WRAS
32	Bague d'usure	sans [STD]	Joints de la pompe Caoutchouc éthylène propylène (EPDM)
33	Drum	Acier inoxydable, 1.4057, ASTM 431	
34	Drum Bush	Fonte, EN-GJL-250, ASTM Classe 35	
35	Arbre	Acier inoxydable, 1.4057, ASTM 431	
36	Chemise d'arbre	Acier inoxydable, 1.4057, ASTM 431	
37	Spacer Sleeve	Acier inoxydable, 1.4057, ASTM 431	
38	Écrou d'arbre	Acier inoxydable, 1.4057, ASTM 431	
39	Écrou de roue	A4	
40			
41			
42			
43			
Caract. moteur		Accoupl.	
44	Constructeur	Lowara by Omega	Constructeur FLENDER
45	Exécution	IE3 motors - Premium Efficiency	Séries Accoupl standard - N-EUPEX - Type B
46	Type	3MGS 280 S B3 75 kW	Diam. d'arbre Pompe/ Moteur mm 52,0 / 75,0
47	Puiss. nom.	75 kW	Taille 180
48	Vitesse nom.	1488 rpm	Longueur spacer mm 4
49	Taille	280 S	Poids kg 11,5
50	Poids	kg 548,0	Diam. d'arbre 75,0 mm
			Protect. d'accoupl e-MP_GR.COUPGUARD ES42-230-23 A4 3,4 kg
Châssis		Remarques	
51	Désignation	FRAME EMP125-F-280	
52	Poids	kg 199,3	

**MPA125A/06A/BD750/L45VCCC4**

**Courbe de performance**

Société  
Contact  
Tél:  
E-mail:

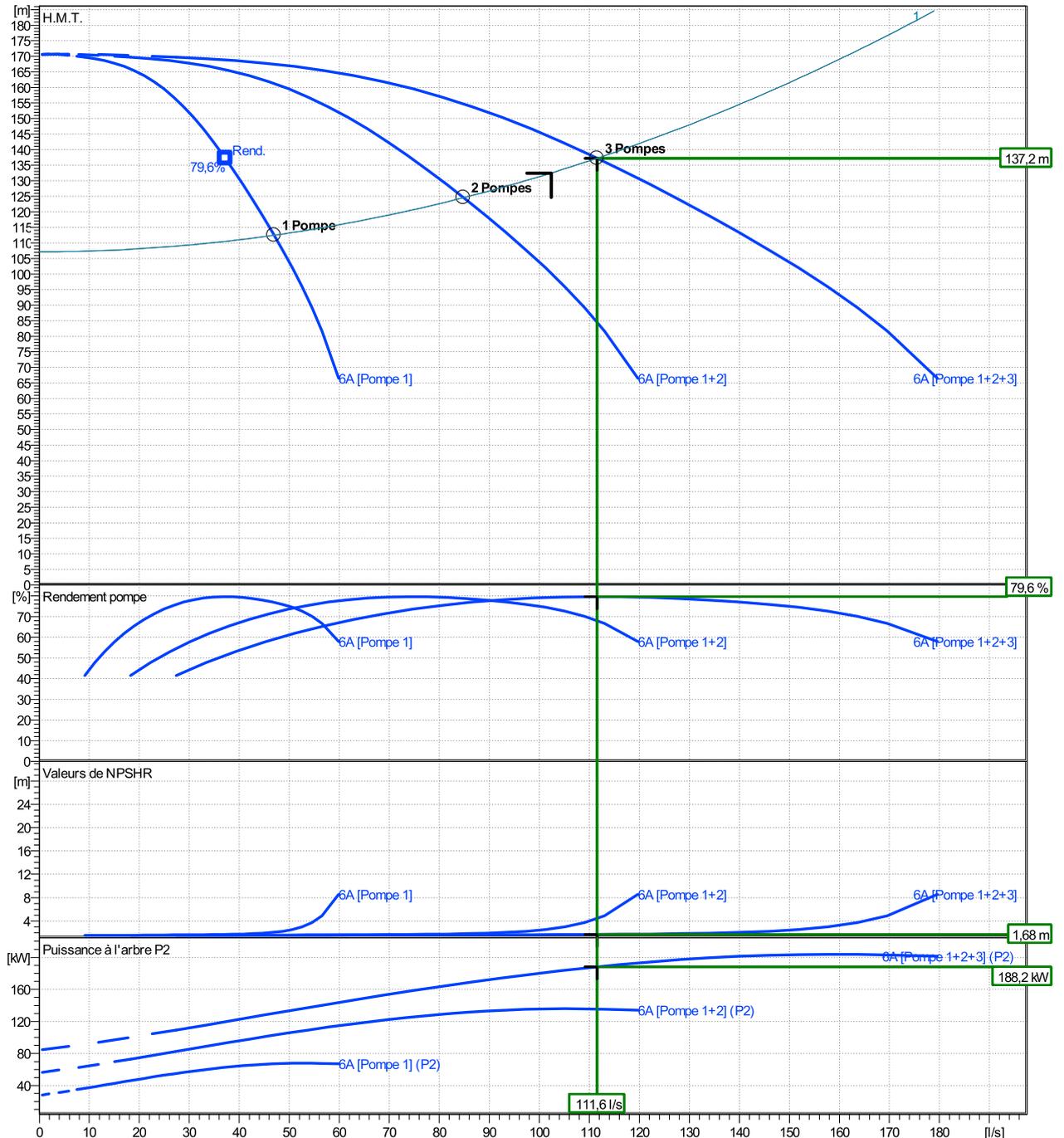
	Ø mm	Débit			HMT		Puiss. sur arbre P2			Fréquence		
		Plage de fonct. Min. l/s	Max. l/s	η Max. l/s	H(Q=0) m	η Max. m	P2(Q=0) kW	Max. kW	η Max. kW	Vitesse de fonct. rpm	Hz	
Nominal	283	9,12	59,9	37,2	171	137	204	62,8	62,8	1488	50	102,4
Min.	223	/	/	37,2	171	137	/	62,8	62,8			132,5
Max.	283	/	/	37,2	171	137	/	62,8	62,8			0
												107,2

**Informations valables pour:**

hydr. Performance acceptance acc. To EN ISO 9906 Class Grade 2B

Eau [100%] ; 4°C; 1000kg/m³; 1,57mm²/s

MEI: N.A - according to Ecodesign Directive 2009/125/EC and Regulation (EU) No.547/2012

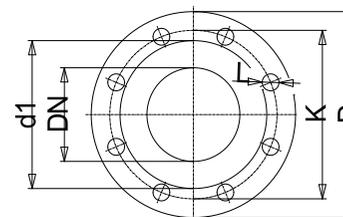
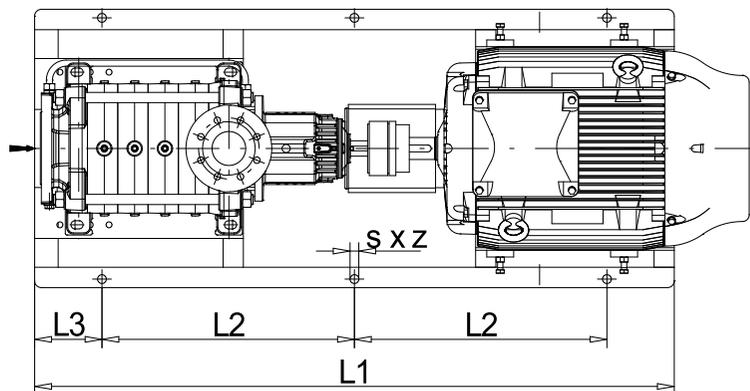
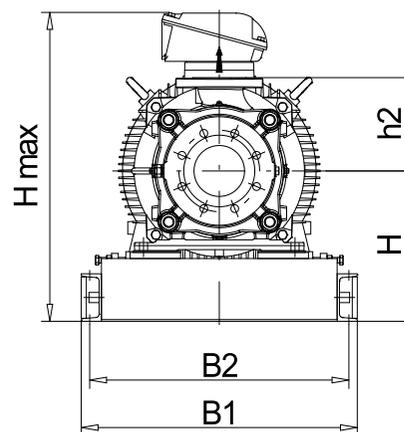
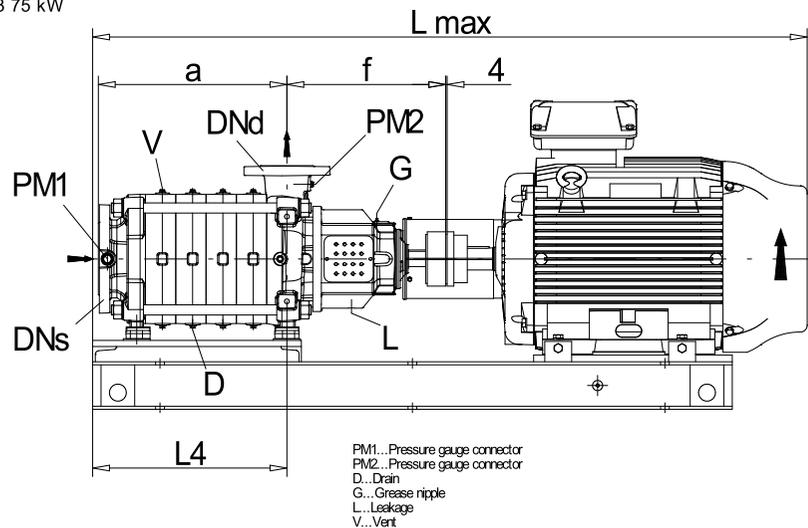


**MPA125A/06A/BD750/L45VCCC4**

**Dimensions**

Société  
Contact  
Tél:  
E-mail:

Complete Unit  
AO / DN<sub>s</sub> - axial, DN<sub>d</sub> - above  
3MGS 280 S B3 75 kW



Note: Value D, C and d may vary from standard

Dimensions [ mm ]			
a	836	L4	838
B1	820	Lmax	2286,5
B2	770	PM1	G1/4
D	G1/4	PM2	G1/4
DN <sub>d</sub>	125	s	26
DN <sub>s</sub>	200	V	G1/4
f	488	Volumen	1,6518
G	M8	z	6
Guard	254		
H	468		
h2	325		
Hmax	881		
L	G1/2		
L1	2150		
L2	875		
L3	200		

Poids (+/- 5%)	
<b>Pompe</b>	<b>698</b>
<b>Accoupl.</b>	<b>11,5</b>
<b>Châssis</b>	<b>199</b>
<b>Moteur</b>	<b>548</b>
<b>Poids total</b>	<b>1 460 kg</b>

Connexions			
<b>Orifice d'asp.</b>		<b>Buse refoulement</b>	
DN <sub>s</sub> 200		DN <sub>d</sub> 125	
PN16		PN25/40	
EN1092-2		EN1092-2	
C	40	C	30
D	380	D	280
d1	266	d1	184
K	295	K	220
L	23	L	28
z	12	z	8

**Dimensions**

Projet  
Bloc MPA125A/06A/BD750/L45VCCC4

Créé par Mohamed Fouad BAKALEM  
Créé le 9/4/2021

Mise à jour 9/4/2021

# MPA125B/04A/BD750/L45VCCC4

## Données techniques

Société  
Contact  
Tél:  
E-mail:

Caract. de fonct.			
1	Type de pompe	Pompe seule	Fluide Eau
2	Nb de pompes	1	Temp. de fonct. °C 4
3	Débit nominal	l/s 41,4	Température de fonct. max/min °C 140 / -25
4	HMT nominale	m 100,52	Température de fonct. GM max/min °C 120 / -10
5	Hauteur statique	m 64,48	Valeur du pH 7
6	Pression Asp. / Tension de vapeur	kPa 0 / 100	Densité kg/m <sup>3</sup> 1000
7	Température ambiante	°C 20	Viscosité cinématique mm <sup>2</sup> /s 1,569
8	NPSH disponible	m 0	Altitude 0
Caract. pompe			
9	Conception	Horizontal Multistage pump, axial DNs, radial DNd, 1 Slide bearing DNs, 1 Roller bearings DNd	
10	Execution	AO / DNs - axial, DNd - above	
11	Lubrification	Lubrification à la graisse	
12	Vitesse de fonct.	rpm 1488	Etages 4
13	Orifice d'asp.	DNs 200 / PN16 / EN1092-2	
14	Buse refoulement	DNd 125 / PN25/40 / EN1092-2	
15	Pression max (corps)	kPa 2500	Impeller Ø Max. mm 295 Construction mm 4x 295 mm Min. mm 235 Nom. l/s 44
16	Pression de service max.	kPa 1239,3	
17	Type de roue	Radial impeller	
18	HMT max. (Q=0)	m 130	Débit Max. l/s 77 Min. l/s 12 Nom. m 105,1 A Qmax m 48,7 A Qmin m 124,7
19	Puiss. max. sur arbre	kW 63,3	
20	Poids pompe	kg 564	H.M.T. Puiss. Abs. kW 56,8
21	Poids total	kg 1 320,8	Rendement % 79,7 NPSH 3% m 1,7
Matériaux			
22		Pompe	Etanchéité
23	Suction Impeller	Fonte, EN-GJL-200, ASTM Classe 30	GM simple, avec chemise d'arbre (non équilibrée)
24	Roue	Fonte, EN-GJL-200, ASTM Classe 30	eMG12 - Ø65mm BQ7EGG-WA
25	Diffuseur	Fonte, EN-GJL-150, ASTM Classe 25	Diamètre de GM 65 mm
26	Stage casing	Fonte, EN-GJL-250, ASTM Classe 35	1. Anneau tournant Graphite carbone imprégné de résine
27	Suction casing	Fonte, EN-GJL-250, ASTM Classe 35	2. Anneau fixe SiC, carbure de silicium fritté
28	Discharge casing	Fonte, EN-GJL-250, ASTM Classe 35	3. Joint secondaire Caoutchouc éthylène propylène (EPDM)
29	Couvercle	Fonte, EN-GJL-250, ASTM Classe 35	4. Ressorts CrNiMo - Acier
30	Bearing Bracket / Motor Adapter	Fonte, EN-GJL-250, ASTM Classe 35	5. Autres EPDM - WRAS
31	Pied de pompe	Acier au carbone, 1.0038, ASTM Grade C, D	Joints de la pompe Caoutchouc éthylène propylène (EPDM)
32	Bague d'usure	sans [STD]	
33	Drum	Acier inoxydable, 1.4057, ASTM 431	
34	Drum Bush	Fonte, EN-GJL-250, ASTM Classe 35	
35	Arbre	Acier inoxydable, 1.4057, ASTM 431	
36	Chemise d'arbre	Acier inoxydable, 1.4057, ASTM 431	
37	Spacer Sleeve	Acier inoxydable, 1.4057, ASTM 431	
38	Écrou d'arbre	Acier inoxydable, 1.4057, ASTM 431	
39	Écrou de roue	A4	
40			
41			
42			
43			
Caract. moteur		Accoupl.	
44	Constructeur	Lowara by Omega	Constructeur FLENDER
45	Exécution	IE3 motors - Premium Efficiency	Séries Accoupl standard - N-EUPEX - Type B
46	Type	3MGS 280 S B3 75 kW	Diam. d'arbre Pompe/ Moteur mm 52,0 / 75,0
47	Puiss. nom.	75 kW	Taille 180
48	Vitesse nom.	1488 rpm	Longueur spacer mm 4
49	Taille	280 S	Poids kg 11,5
50	Poids	kg 548,0	Protect. d'accoupl e-MP_GR.COUPGUARD ES42-230-23 A4 3,4 kg
Châssis		Remarques	
51	Désignation	FRAME EMP125-D-280	
52	Poids	kg 193,9	

**MPA125B/04A/BD750/L45VCCC4**

**Courbe de performance**

Société  
Contact  
Tél:  
E-mail:

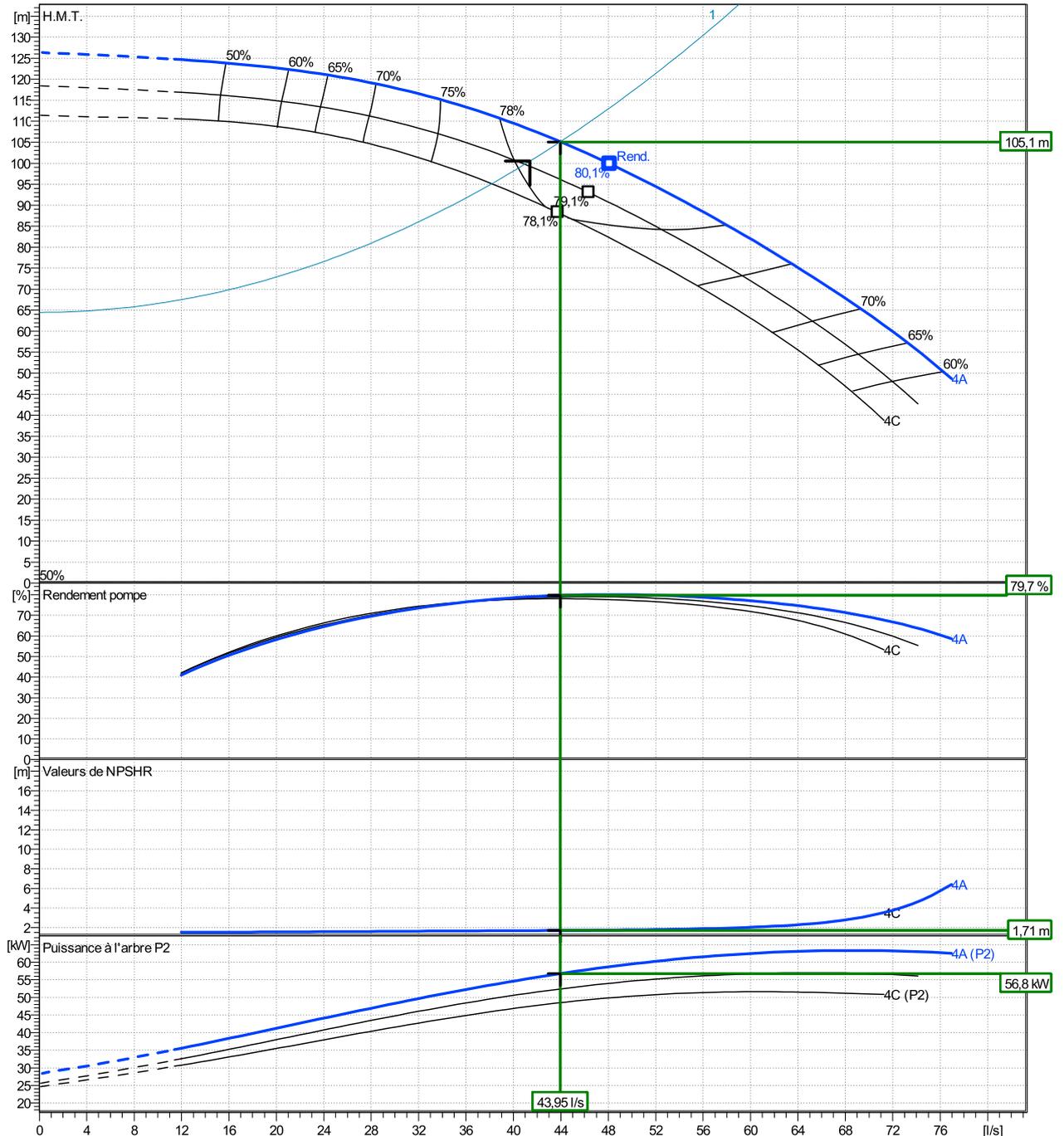
	Ø mm	Débit Plage de fonct.			HMT		Puiss. sur arbre P2			Fréquence Hz	50
		Min. l/s	Max. l/s	η Max. l/s	H(Q=0) m	η Max. m	P2(Q=0) kW	Max. kW	η Max. kW		
Nominal	295	12	77	48,1	126	99,8	63,3	58,7		Vitesse de fonct. rpm	1488
Min.	235	/	/	43,7	111	88,3	/	48,4		Débit nominal l/s	41,39
Max.	295	/	/	48,1	126	99,8	/	58,7		HMT nominale m	100,5
										Pression Asp. kPa	0
										Hauteur statique m	64,48

**Informations valables pour:**

hydr. Performance acceptance acc. To EN ISO 9906 Class Grade 2B

Eau [100%] ; 4°C; 1000kg/m³; 1,57mm²/s

MEI: N.A - according to Ecodesign Directive 2009/125/EC and Regulation (EU) No.547/2012

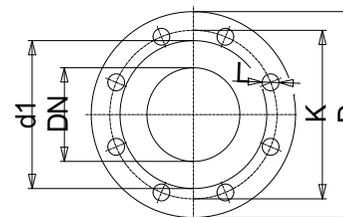
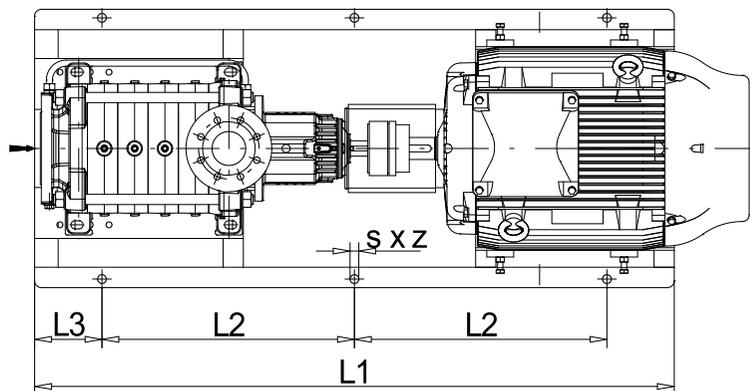
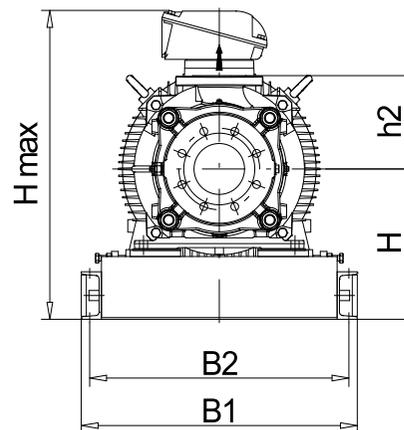
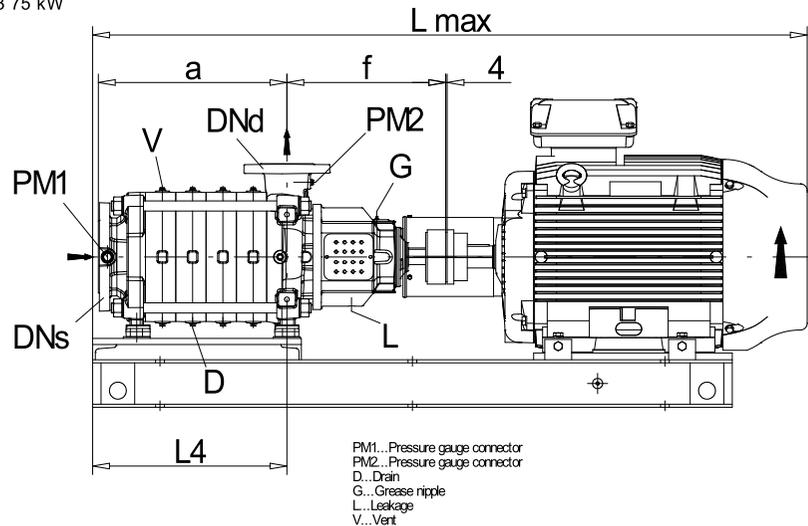


**MPA125B/04A/BD750/L45VCCC4**

**Dimensions**

Société  
Contact  
Tél:  
E-mail:

Complete Unit  
AO / DN<sub>s</sub> - axial, DN<sub>d</sub> - above  
3MGS 280 S B3 75 kW



Note: Value D, C and d may vary from standard

Dimensions [ mm ]			
a	612	L4	614
B1	820	Lmax	2062,5
B2	770	PM1	G1/4
D	G1/4	PM2	G1/4
DN <sub>d</sub>	125	s	26
DN <sub>s</sub>	200	V	G1/4
f	488	Volumen	1,49
G	M8	z	6
Guard	254		
H	468		
h2	325		
Hmax	881		
L	G1/2		
L1	1950		
L2	775		
L3	200		

Poids (+/- 5%)	
<b>Pompe</b>	<b>564</b>
<b>Accoupl.</b>	<b>11,5</b>
<b>Châssis</b>	<b>194</b>
<b>Moteur</b>	<b>548</b>
<b>Poids total</b>	<b>1 321 kg</b>

Connexions			
<b>Orifice d'asp.</b>		<b>Buse refoulement</b>	
DN <sub>s</sub> 200		DN <sub>d</sub> 125	
PN16		PN25/40	
EN1092-2		EN1092-2	
C	40	C	30
D	380	D	280
d1	266	d1	184
K	295	K	220
L	23	L	28
z	12	z	8

**Dimensions**

Projet  
Bloc MPA125B/04A/BD750/L45VCCC4

Créé par Mohamed Fouad BAKALEM  
Créé le 9/4/2021

Mise à jour 9/4/2021