

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 de diagnostic et dimensionnement du réseau d'AEP de
Ouled Slama (w. Blida).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0046-13

APA Citation (توثيق APA):

**Said l'Hadj, Dihia (2013). Etude de diagnostic et dimensionnement du réseau
d'AEP de Ouled Slama (w. Blida)[Mem Ing, ENSH].**

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHES CIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdallah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE DIAGNOSTIC ET DIMENSIONNEMENT DU
RESEAU D'AEP DE OULED SLAMA W.(BLIDA)**

Présenté par :

M^{lle}: SAID L'HADJ DIHIA

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^rO.KHODJET-KESBA	M.C.A	Président
M^rY.DERNOUNI	M.A.A	Examineur
M^meL. TAFAT	M.A.A	Examinatrice
M^rR. KERID	M.A.A	Examineur
M^r M. BELALI	M.A.B	Examineur
M^r B.SALAH	PROFESSEUR	Promoteur

Septembre-2013

Remerciements

Je rends grâce à Dieu le tout puissant et miséricordieux pour m'avoir donné la force et les moyens d'achever ce travail.

Je tiens à remercier, toute l'équipe pédagogique de L'ENSH, pour avoir assuré la partie théorique ainsi que tous les différents intervenants professionnels.

Je remercie tout particulièrement, Monsieur B.SALAH pour ses directives et ses orientations et pour le temps qu'il m'a accordé.

Je remercie également, toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Grand merci à vous tous

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à:
-Ma chère sœur qui m'encourage toujours dans ce que je fais et m'aide quand j'ai besoin
d'elle.*

-Tous mes amis de l'ENSH et de la faculté de SAAD DAHLEB .

-Tous mes enseignants débutant du primaire jusqu'a ce niveau d'étude.

SAID L'HADJ DIHIA

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو القيام بتشخيص شبكة المياه الصالحة للشرب لمنطقة أولاد سلامة، المتواجدة بولاية البليدة من اجل تحديد النقائص الموجودة في المياه الجوفية و نظام التوزيع وكذلك خزانات المياه .
هذا التشخيص سمح لنا بتنصيب شبكة جديدة لأفق 2035 ، من اجل تلبية حاجيات المستهلكين من وجهة كمية تدفق و ضغط كاف .

Résume :

Le but de notre étude est de faire un diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la région de OULED SLAMA se trouvant à la wilaya de BLIDA, en déterminant les défaillances des forages, du système de distribution ainsi que les ouvrages de stockage (réservoirs d'eaux) .

Cette détermination nous a induit à dimensionner un nouveau réseau à l'horizon de 2035 ,afin de satisfaire les consommateurs du point de vue débit et pression suffisante .

Abstract

The purpose of this study is to diagnose the network of drinking water to region of OULED SLAMA (State: BLIDA) . We are going to check the failures of drillings ,system of distribution and the satisfaction of the water tanks. This verification would allow us to design a new network on the horizon of 2035 so as to satisfy the consumers' needs in terms of rate and pressure sufficiency.

SOMMAIRE

Introduction générale.

Chapitre -1- : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

1.1 Introduction	01
1.2 Délimitation géographique	01
1.3 Situation climatique	02
1.3.1- <i>Le Climat</i>	02
1.3.2- <i>La Température</i>	02
1.3.3- <i>La Pluviométrie</i>	02
1.3.4- <i>Les Vents</i>	03
1.4 L'hydrogéologie	03
1.5 La sismicité	03
1.6 Situation hydrographique	03
1.7 Caractéristiques du système d'alimentation en eau potable	04
1.7.1- <i>Description de la chaîne d'adduction</i>	04
1.7.1.1- <i>Ressources en eau potable</i>	04
1.7.1.2- <i>Ouvrages de production</i>	04
1.7.1.3- <i>La station de pompage</i>	05
1.7.1.4- <i>Les réservoirs</i>	05
1.7.1.5- <i>Caractéristiques des conduites d'adduction</i>	06
1.8 Description du réseau de distribution de Ouled Slama	06
1.9 Conclusion	06

Chapitre - 2-: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.1 Introduction	07
2.2 Evaluation de la population de la zone d'étude à l'horizon 2035	07

2.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière	08
2.3.1- <i>Besoins moyens domestiques en eau potable</i>	08
2.3.1.1- <i>Choix de la dotation</i> :.....	09
2.3.1.2- <i>Besoins moyens en eau potable administratifs</i>	09
2.3.1.3- <i>Besoins moyens en eau potable scolaire</i>	09
2.3.1.4- <i>Besoins moyens en eau potable sanitaires</i>	10
2.3.1.5- <i>Besoins moyens en eau potable culturels et sportifs</i>	10
2.4 Variation de la consommation journalière	11
2.4.1- <i>Consommation maximale journalière</i>	11
2.4.2- <i>Consommation minimale journalier</i>	11
2.5 Variation de la consommation horaire	12
2.5.1- <i>Débit moyen horaire</i>	12
2.5.2- <i>Débit maximum horaire</i>	12
2.5.3- <i>Débit minimum horaire</i>	14
2.5.4- <i>Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants</i>	15
2.6 Comparaison ressources /besoins	20
2.7 Conclusion	20

Chapitre -3- :DIAGNOSTIC ET RECOMMANDATIONS

3.1 Introduction:	21
3.2 Le diagnostic de la chaine de production	21
3.3 Le diagnostic des ouvrages du stockage	23
3.4 Diagnostic du réseau de distribution	25

3.4.1- Les conduites	26
3.4.1.1-Types des conduites du réseau de distribution	26
3.4.1.2-Le linéaire des conduites.....	26
3.4.2-Les regards de vannes	27
3.5 Recommandations	32
3.5.1- Recommandations concernant les forages.....	32
3.5.2- Recommandations concernant les réservoirs.....	33
3.5.3- Recommandations concernant les adductions	33
3.5.4- Recommandations concernant le réseau de distribution.....	34
3.6- Conclusion	34

Chapitre -4-:LES RESERVOIRS DE STOCKAGE D'EAU POTABLE

4.1 Introduction	35
4.2 Rôles des réservoirs existants	35
4.3 Vérification de la capacité des réservoirs existants à l'horizon futur.....	35
4.3.1 -Le calcul de la capacité des réservoirs par la méthode analytique	36
4.4 Equipements des réservoirs existants.....	40
4.5 Conclusion	41

Chapitre -5-:PROJECTION DU NOUVEAU RESEAU A L'HORIZON 2035

5.1 Introduction.....	42
5.2 Choix du matériau des conduites.....	42
5.3-Choix du type de réseau de distribution	43
5.3.1- Le réseau ramifié.....	43
5.3.2- Le réseau maillé	43

5.3.3- <i>Le réseau étagé</i>	44
5.3.4- <i>Les réseau combiné (ramifiée et maillé)</i>	44
5.3.5- <i>Principe du tracé du réseau combiné</i>	44
5.3.6- <i>Principe du tracé du réseau ramifié</i>	45
5.4 Raisonement hydraulique pour le calcul du system d'alimentation en eau potable à l'horizon 2035	45
5.4.1- <i>Détermination des débits (routes et nodaux)</i>	45
5.4.2- <i>Le calcul hydraulique</i>	50
a- <i>Calcul hydraulique de la zone 1</i>	51
b- <i>Calcul hydraulique de la zone 2</i>	60
5.5 Accessoires du réseau de distribution	70
5.6- Conclusion	71
 Chapitre -6- :IMPLANTATION DE NOUVEAUX FORAGES POUR L'HORIZON DE 2035	
6.1 Introduction	72
6.2 Critère pour le choix du site d'implantation du forage	72
6.3 Qualité physico-chimique des eaux souterraines de la région d'étude	73
6.4 Les risques de pollution de la nappe	74
6.5 L'implantation de forage	75
6.5.1- <i>Le choix de variante de l'emplacement et du nombre de forage</i>	76
6.5.2- <i>Programme de réalisation</i>	79
6.6 Conclusion	80

Chapitre -7- :ETUDE DE POMPAGE ET ADDUCTION

7.1 Introduction	81
7.2 Dimensionnement de l'adduction en refoulement reliant la station de pompage aux réservoirs de distribution (R1-R2) de volume 1000 m³ et 1500 m³	81
7.2.1-Etude du choix du tracé	81
7.2.2- Détermination des diamètres économiques	82
7.3 Dimensionnement de la pompe de la station de pompage	86
7.3.1-Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT) de la pompe.....	86
7.3.2-Détermination du nombre et du type des pompes.....	87
7.3.3-Détermination de la courbe caractéristique de la conduite	89
7.3.4-Réglage de la pompe	90
7.3.5-Dimensionnement des équipements de la pompe.....	90
7.3.6-Etude de cavitation:.....	91
7.3.7-Le moteur électrique.....	92
7.3.8- Dimensionnement du bâtiment.....	93
7.4 Dimensionnement des adductions à partir du forage	95
7.4.1-Dimensionnement de la conduite principale.....	95
7.4.2-Choix des pompes immergée.....	98
7.5 La capacité de la bêche de reprise de la station de pompage de stockage	99
7.6 Conclusion	99
Chapitre -8-:PROTECTION DES ADDUCTIONS CONTRE LE COUP DE BELIER	
8.1 Introduction	100
8.2 Causes du coup de béliet dans les adductions	100

8.3 Estimation théorique de la célérité de propagation des ondes dans les conduites :	100
8.4 Calcul du volume du réservoir d'air	101
8.4.1-Méthode de calcul du réservoir d'air	101
8.4.2-Protection de la conduite en refoulement contre le coup de bélier	101
8.4.3-Protection anti bélier de la conduite gravitaire entre le réservoir de volume 1000 m ³ et le nœud 1	104
8.5 Pose de la canalisation	106
8.5.1- Principe de la pose de canalisation	106
8.5.2-Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	107
8.5.3-Pose de canalisation en galerie	109
8.5.4-Traversé d'un oued	110
8.6-Conclusion	111
 <i>Chapitre -9- :PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL</i>	
9.1 Introduction	112
9.2 Les conditions et les actions dangereuses	112
9.3 Les principales fonctions du service de protection	113
9.3.1-Etude	113
9.3.2-Exécution	113
9.3.3-Contrôle	113
9.3.4-Animation	113
9.3.5-Fonction humaine	114
9.4 Mesures préventives	114
9.5- Organisation de la prévention des accidents du travail	114

9.6- Conclusion	115
------------------------------	-----

Conclusion générale.

Bibliographie.

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre -1- : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

<i>Tableau 1.01: Températures moyennes mensuelles(2012)</i>	2
<i>Tableau 1.02: Précipitations moyennes mensuelles(2012)</i>	2
<i>Tableau 1.03: Précipitations moyennes selon les saisons en (mm)(2012)</i>	3
<i>Tableau 1.04: Caractéristiques principales des forages de la ville de Ouled Slama</i>	4
<i>Tableau 1.05: Equipements de la station de reprise et leurs états</i>	5
<i>Tableau 1.06: Caractéristiques des conduites d'adduction</i>	6

Chapitre - 2- : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

<i>Tableau 2.01: Population de l'agglomération de Ouled Slama</i>	7
<i>Tableau 2.02: Evolution de la population l'agglomération de Ouled Slama</i>	8
<i>Tableau 2.03: Besoins moyens en eau potable domestique de Ouled Slama</i>	9
<i>Tableau 2.04 : Besoins moyens en eau potable administratifs de Ouled Slama</i>	9
<i>Tableau 2.05 : Besoins moyens en eau potable scolaires de Ouled Slama</i>	10
<i>Tableau 2.06: Besoins moyens en eau potable sanitaires de Ouled Slama</i>	10
<i>Tableau 2.07: Besoins moyens en eau potable Culturels et Sportifs de Ouled Slama</i>	10
<i>Tableau 2.08 : Débit moyen journalier pour l'horizon 2035</i>	11

<i>Tableau 2.09: Calcul des consommations maximale et minimale journalière de Ouled Slama.....</i>	<i>12</i>
<i>Tableau 2.10: Débits moyens horaires.....</i>	<i>12</i>
<i>Tableau 2.11 : β_{max} pour les différentes zones.....</i>	<i>13</i>
<i>Tableau 2.12: $K_{max.h}$ pour les différentes zones.....</i>	<i>13</i>
<i>Tableau 2.13: Le débit $Q_{max.h}$ des différentes zones.....</i>	<i>14</i>
<i>Tableau 2.14 : β_{min} pour les différentes zones</i>	<i>14</i>
<i>Tableau 2.15 : $K_{min.h}$ pour les différentes zones.....</i>	<i>15</i>
<i>Tableau 2.16 : Le débit $Q_{min.h}$ des différentes zones.....</i>	<i>15</i>
<i>Tableau 2.17: La consommation de la zone 1.....</i>	<i>16</i>
<i>Tableau 2.18: La consommation pour la zone 2.....</i>	<i>18</i>
<i>Tableau 2.19 : Comparaison ressources/besoins.....</i>	<i>20</i>
 Chapitre -3- : DIAGNOSTIC ET RECOMMANDATIONS	
<i>Tableau 3.01: Caractéristiques principales du réservoir R</i>	<i>23</i>
<i>Tableau 3.02: Caractéristiques principales du réservoir R1.....</i>	<i>24</i>
<i>Tableau 3.03: Caractéristiques principales des réservoirs R2 et R3.....</i>	<i>25</i>
<i>Tableau 3.04: Conduites du réseau de distribution.....</i>	<i>26</i>
<i>Tableau 3.05: Caractéristiques des regards.....</i>	<i>28</i>
<i>Tableau 3.06 : Etat des conduites du réseau de distribution.....</i>	<i>31</i>
 Chapitre -4-: LES RESERVOIRS DE STOCKAGE D'EAU POTABLE	
<i>Tableau 4.01: Capacité du réservoir de la zone (I).....</i>	<i>36</i>
<i>Tableau 4.02: Capacité des réservoirs de la zone (II).....</i>	<i>38</i>
 Chapitre -5- : PROJECTION DU NOUVEAU RESEAU A L'HORIZON 2035	

<i>Tableau 5.01: Comparaison entre les différents types de matériau.....</i>	<i>42</i>
<i>Tableau 5.02 : Récapitulatif des débits de la zone (I).....</i>	<i>47</i>
<i>Tableau 5.03: Récapitulatif des débits de la zone (II).....</i>	<i>47</i>
<i>Tableau 5.04 :Calcul des débits routes et nodaux de la zone (I).....</i>	<i>48</i>
<i>Tableau 5.05:Calcul des débits routes et nodaux de la zone (II).....</i>	<i>49</i>
<i>Tableau 5.06: Détermination des diamètres.....</i>	<i>54</i>
<i>Tableau 5.07: Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe de la zone (1).....</i>	<i>55</i>
<i>Tableau 5.08: Calcul hydraulique en cas de pointe de la zone (1).....</i>	<i>55</i>
<i>Tableau 5.09: Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe + incendie de la zone (1).....</i>	<i>58</i>
<i>Tableau 5.10: Calcul hydraulique en cas de pointe+ incendie de la zone (1).....</i>	<i>58</i>
<i>Tableau 5.11: Détermination de la pression au point 13 du réseau.....</i>	<i>60</i>
<i>Tableau 5.12: Les débits de dimensionnement pour le cas de pointe.....</i>	<i>62</i>
<i>Tableau 5.13 : Les diamètres de dimensionnement pour le cas de pointe.....</i>	<i>62</i>
<i>Tableau 5.14 : Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe de la zone (2).....</i>	<i>63</i>
<i>Tableau 5.15 : Calcul hydraulique en cas de pointe de la zone (2).....</i>	<i>64</i>
<i>Tableau 5.16:Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe+incendie de la zone (2).....</i>	<i>67</i>
<i>Tableau 5.17:Calcul hydraulique en cas de pointe +incendie de la zone (2).....</i>	<i>68</i>
Chapitre -6- : IMPLANTATION DE NOUVEAUX FORAGES POUR L'HORIZON DE	
2035	
<i>Tableau 6.01:Caractéristique physico-chimique de l'eau à capté .</i>	<i>74</i>

<i>Tableau 6.02: Nombre de forages (variante 2-a)</i>	77
<i>Tableau 6.03: Détermination du nombre de forage (variante 2-b)</i>	77
<i>Tableau 6.04: Choix de variante finale</i>	78
<i>Tableau 6.05:Le programme de réalisation des forages à l'horizon de 2035</i>	79

Chapitre -7- : ETUDE DE POMPAGE ET ADDUCTION

<i>Tableau 7.01: Valeurs de M en fonction du type du matériau</i>	83
<i>Tableau 7.02 : Les valeurs de K, m et β</i>	84
<i>Tableau 7.03: Les valeurs de α, a et b</i>	84
<i>Tableau 7.04 : Choix du nombre et du type de pompe</i>	88
<i>Tableau 7.05: Détermination de Hc</i>	89
<i>Tableau 7.06 : Pression atmosphérique en fonction de la cote</i>	91
<i>Tableau 7.07 :Tension de vapeur en fonction de la température</i>	91
<i>Tableau 7.08: Détermination des diamètres</i>	95
<i>Tableau 7.09: Détermination de la hauteur manométrique totale HMT</i>	96
<i>Tableau 7.10:Variance des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre</i>	96
<i>Tableau 7.11: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre</i>	97
<i>Tableau 7.12: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement</i>	97
<i>Tableau 7.13 : Type de pompe immergé de chaque forage</i>	98

Chapitre -8-: PROTECTION DES ADDUCTIONS CONTRE LE COUP DE BELIER

<i>Tableau 8.01: Résultats de calcul</i>	103
<i>Tableau 8.02 : Les volumes des différents réservoirs d'air</i>	104

<i>Tableau 8.03: Calcul des paramètres adimensionnels du coup de belier.....</i>	<i>105</i>
--	------------

LISTE DES FIGURES

Chapitre -1- : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

<i>Figure 1.01: Situation de la Zone d'étude.....</i>	<i>1</i>
---	----------

Chapitre - 2- : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

<i>Figure 2.01 : Estimation de la population pour différents horizons d'étude</i>	<i>8</i>
---	----------

<i>Figure 2.02: Histogramme de consommation journalière de la zone 1.....</i>	<i>17</i>
---	-----------

<i>Figure 2.03 : La courbe cumulée de la zone 1.....</i>	<i>17</i>
--	-----------

<i>Figure 2.04: Histogramme de consommation journalière de la zone 2.....</i>	<i>19</i>
---	-----------

<i>Figure 2.05 : La courbe cumulée de la zone 2.....</i>	<i>19</i>
--	-----------

Chapitre -3- : DIAGNOSTIC ET RECOMMANDATIONS

<i>Figure 3.01 : Vue du réservoir semi enterré de volume 500 m³.....</i>	<i>23</i>
---	-----------

<i>Figure 3.02 : Vue du réservoir semi enterré de volume 1000 m³.....</i>	<i>24</i>
--	-----------

<i>Figure 3.03: Vue du réservoir semi enterré de volume 2×1500 m³.....</i>	<i>25</i>
---	-----------

Chapitre -5- : PROJECTION DU NOUVEAU RESEAU A L'HORIZON 2035

<i>Figure 5.01 : Schéma du réseau de distribution de la zone 1.....</i>	<i>52</i>
---	-----------

<i>Figure 5.02 :Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution (zone1)</i>	<i>53</i>
---	-----------

<i>Figure 5.03 : Schéma de simulation de la zone (1) cas de pointe.....</i>	<i>56</i>
---	-----------

<i>Figure 5.03-a: Schéma de simulation de la zone (1) cas de point (suite des détails)</i>	57
<i>Figure 5.04 : Schéma de simulation de la zone (1) cas de pointe +incendie</i>	59
<i>Figure 5.05 : Schéma montrant le nœud 13 de la zone (1)</i>	60
<i>Figure 5.06 :Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe</i>	65
<i>Figure 5.06-a :Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe (suite des détails)</i>	66
<i>Figure 5.07:Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe +incendie</i>	69
Chapitre -6- : IMPLANTATION DE NOUVEAUX FORAGES POUR L'HORIZON DE 2035	
<i>Figure 6.01: L'hydrochimie des eaux souterraines de la région d'étude</i>	73
<i>Figure 6.02: Carte des risques de pollution de la nappe alluviale de la Mitidja</i>	74
<i>Figure 6.03: Carte de localisation des champs d'implantation</i>	75
<i>Figure 6.04 : Carte des ressources en eau souterraines</i>	76
<i>Figure 6.05: Géophysique du terrain à travers la plaine de Mitidja</i>	78
<i>Figure 6.06: Le champ de captage choisit.</i>	79
Chapitre -7- : ETUDE DE POMPAGE ET ADDUCTION	
<i>Figure 7.01: Schéma de l'adduction reliant la station de pompage aux réservoirs de distribution</i>	82
<i>Figure 7.02: Les courbes caractéristiques de la pompe</i>	89
<i>Figure 7.03: Schéma représentatif des adductions à projeter</i>	95
<i>Figure 7.04: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation</i>	98
Chapitre -8-: PROTECTION DES ADDUCTIONS CONTRE LE COUP DE BELIER	
<i>Figure 8.01: Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir</i>	102

<i>Figure 8.02: Graphe de la loi de manœuvre de la vanne.....</i>	<i>106</i>
<i>Figure 8.03 : Schéma favorable de pose de canalisation.....</i>	<i>107</i>
<i>Figure 8.04: Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.....</i>	<i>109</i>
<i>Figure 8.05 : Pose de canalisation en galerie.....</i>	<i>109</i>
<i>Figure 8.06: Pose de canalisation en traversée de oued.....</i>	<i>111</i>
Chapitre -9- : PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL	
<i>Figure 9.01: Organigramme de la prévention des accidents du travail.....</i>	<i>115</i>

LISTE DES PLANCHES

Planche -1- : Levé topographique avec le réseau d'aep existant de Ouled Slama W. Blida.

Planche -2- : Levé topographique avec le réseau d'aep projeté de Ouled Slama W. Blida.

Planche -3- : Profil en long de la canalisation principale de la zone (1) de Ouled Slama W. Blida.

Planche -4- : Profil en long de l'adduction projetée (SP-R1000m³) de Ouled Slama W. Blida.

Planche -5- : Profil en long de l'adduction projetée (F7-R500m³) de Ouled Slama W. Blida.

Planche -6- : Profil en long de la canalisation principale de la zone (2) de Ouled Slama W. Blida.

Planche -7- : Les accessoires et les organes de raccordement dans un reseau d'AEP.

Planche -8- : Schéma des pompes.

Planche -9- :Détail des nœuds.

INTRODUCTION GENERALE

Les ressources en eaux de surface et souterraines sont l'une des richesses capitales d'un pays. L'eau reste une ressource limitée et vulnérable qui est indispensable à la vie, au développement et à l'environnement. Sa protection et sa bonne gestion sont donc une nécessité. Pour arriver au consommateur elle passe par le réseau d'alimentation en eau potable qui est un ensemble complexe constitué d'ouvrages de pompage, de réservoirs, de canalisations, et d'accessoires de robinetterie et des branchements qui desservent les installations intérieures des abonnés.

Le bon dimensionnement de ce réseau permettra de réduire son coût et aussi de limiter les fuites d'eau qui peuvent subvenir lors de sa mise en charge donc nous ferons une économie considérable.

Actuellement l'agglomération d'étude reconnaît un problème crucial en point de vue distribution en eau potable

Le réseau existant est déjà vétuste caractérisé par des cassures, des dysfonctionnements et d'importantes fuites : ce qui ne satisfait pas les besoins en eau des habitants.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé étude de diagnostic et dimensionnement du nouveau réseau d'alimentation en eau potable de l'agglomération de Ouled Slama (Bougara) (W, Blida).

Cela consiste à faire un diagnostic du réseau existant et détecter tous les problèmes que ce dernier rencontre pour en dimensionner un nouveau réseau à l'horizon de 2035 qui assurera du un débit et une pression suffisante .

Chapitre -1-

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

1.1 Introduction:

Le but de ce chapitre est de présenter l'agglomération en vue du dimensionnement du système d'alimentation en eau potable capable de satisfaire les besoins en eau des différents consommateurs rencontrés . Pour cette présentation , les données nécessaires pour ce projet concernent la situation climatique , géologique , démographique ainsi que la situation hydraulique de la région .

1.2 Délimitation géographique :

La commune de Ouled Slama est située à l'Est de la wilaya de Blida. Son chef-lieu est situé à environ 35 km au sud d'Alger et à environ 27 km à l'Est de Blida.

La localité concernée par notre étude représente approximativement une superficie de 100 ha. Les altitudes moyennes varient de 50 m à 100 m NGA.

Cette agglomération se caractérise par un relief presque plat avec une pente qui varie de 0 à 0.5 %.

La situation de la zone d'étude est représentée dans la figure 1.01

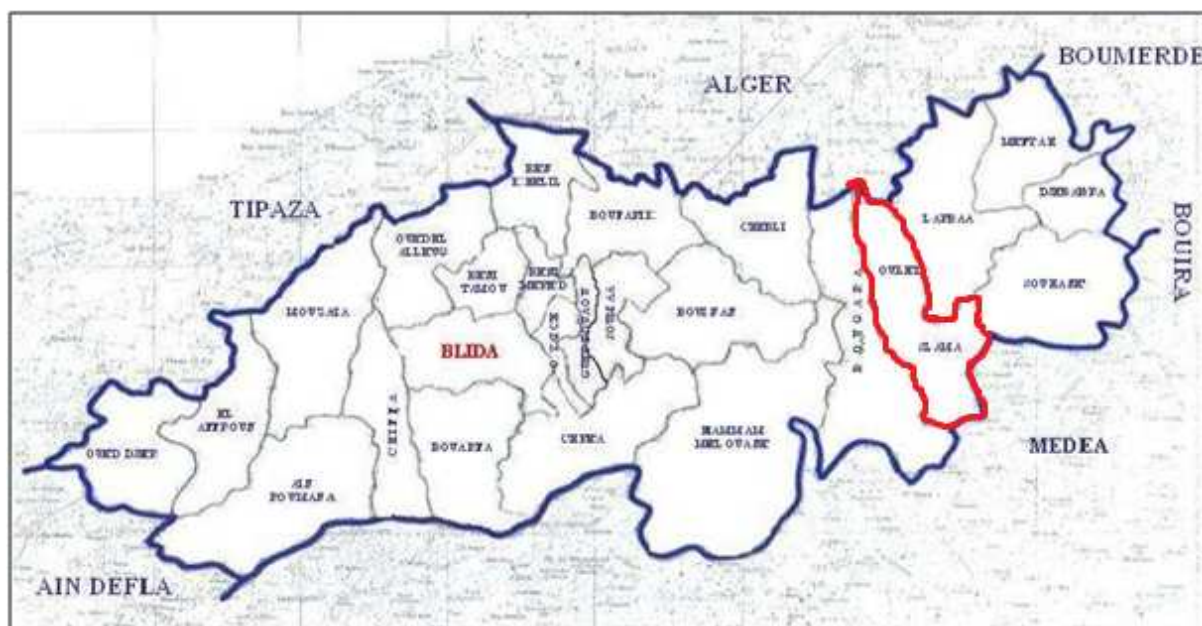


Figure 1.01: Situation de la Zone d'étude . (source APC Ouled Slama).

1.3 Situation climatique :

1.3.1- Le Climat :

Le climat de l'agglomération d'Ouled Slama et ses environs subit par sa situation géographique, la double influence de la mer et de la montagne. Il subit pratiquement les mêmes variations que les zones côtières.

Le caractère essentiel du climat est de type méditerranéen, avec une saison humide et froide en hiver, sèche et chaude en été

1.3.2- La Température :

La température moyenne de l'année 2010 varie entre 10 et 12°C en Hiver, 14 et 19°C en Automne, 23 et 26°C en été et entre 16 et 24°C au Printemps.

Tableau 1.01: Températures moyennes mensuelles(2012).

T°C	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juit	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
T _{min}	5,9	7,5	9,5	10,5	13,5	17,2	19	20,2	19	14,5	11,9	6,7
T _{max}	15,6	17,1	19,5	21,3	25,2	28,9	32,2	33,2	30,6	25,2	20,6	17,5
T _{moy}	10,75	12,3	14,5	15,7	19,35	23,5	25,6	26,7	24,8	19,85	16	21,1

(Source APC Ouled Slama)

1.3.3- La Pluviométrie :

-La précipitation moyenne annuelle varie de 450 mm à 970 mm.

-Les pluies sont concentrées sur une partie de l'année (de Octobre à Avril) et les précipitations sont intenses de Novembre à Février. Quant aux mois de Juin, Juillet et Août, elles sont absentes ou faibles.

-Les pluies du printemps sont importantes mais l'été est sec. La pluviométrie est irrégulière.

-La nappe souterraine de Mitidja est alimentée directement à partir de ces pluies tombées sur les pentes de l'Atlas Blidéen.

Tableau 1.02: Précipitations moyennes mensuelles(2012).

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juit	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Pmoy (mm)	127	65	113	58	44	20	3	8	32	75	98	123

(Source APC Ouled Slama)

Tableau 1.03: Précipitations moyennes selon les saisons en (mm)(2012).

Automne	Hiver	Printemps	Eté
205	315	215	31

(Source APC Ouled Slama)

1.3.4- Les Vents :

Les vents sont forts en hiver et faibles à la fin de l'été, avec des directions E-NE à N-NW. La vitesse moyenne annuelle des vents est de 2.4 à 2.8 m/s.

Le sirocco est arrêté par le contrefort du Djebel CHREA (Atlas Blidéen).

1.4 L'hydrogéologie :

Du point de vue hydrogéologique, les formations plio-quadernaires (gravier, galets, sables et les limons sableux) constituent l'essentiel du réservoir aquifère de cette nappe alluviale.

Le niveau statique de la nappe au niveau de la zone d'étude (Ouled Slama et ses environs) dépasse 30m d'après la carte hydrogéologique de la région d'Alger [source ANRH-Blida] et l'écoulement se fait de Sud vers le Nord.

L'alimentation de la nappe se produit directement par les précipitations et les infiltrations efficaces.

1.5 La sismicité :

D'après la classification du CTC (organisme de contrôle technique des constructions), la zone d'étude (Sud de Ouled Slama), se situe dans la zone trois (3) des sismicités. Elle est sujette à des secousses moyennes à faibles.

Les règles de sécurité parasismiques doivent être appliquées lors des constructions.

1.6 Situation hydrographique :

La commune d'Ouled Slama comprend plusieurs cours d'eau, parmi eux nous avons :

- Oued El Nechme qui représente les limites Est de commune avec la commune de l'Arbaa.
- Oued El Hamoul qui représente à son tour les limites Ouest de la commune avec Bougara.
- Oued Gargour au centre de la commune.

1.7 Caractéristiques du système d'alimentation en eau potable :

La connaissance des caractéristiques du système représente une phase essentielle de décision pour son dimensionnement et sa conception. Cette phase nous permet de détecter les défaillances du système de refoulement et du réseau de distribution.

1.7.1- Description de la chaîne d'adduction :

La chaîne d'adduction comprend l'ensemble des éléments à savoir les ressources, les infrastructures et les équipements nécessaires pour l'approvisionnement en eau potable des différents usagers . Pour cela nous devons connaître :

- La ressource en eau qu'il s'agisse d'une nappe d'eau souterraine ou d'un court d'eau.
- Le captage de cette ressource naturelle : par puits , forage , source ou barrage.
- Le stockage.
- Les conduites d'adduction et de distribution.
- Les outils d'acquisition des données de contrôle (compteurs).

1.7.1.1- Ressources en eau potable:

Actuellement la commune d'Ouled Slama tire ses ressources en eau à partir de cinq forages à savoir (F1bis-F2bis-F3-F4-F5).

1.7.1.2- Ouvrages de production:

Les caractéristiques principales des forges sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1.04: Caractéristiques principales des forages de la ville d'Ouled Slama .

N°	Désignation	Coordonnées UTM			Caractéristiques des forages				
		X (m)	Y (m)	année	Prof (m)	Débit l/S	Niveau Stat (m)	Niveau dyn (m)	Date de mises-en service
1	F1bis	2921,66	5855,22	2002	150	25	25,00	88,73	2004
2	F2bis	2813,15	6181,28	1993	150	09	43,00	65,59	2004
3	F3	/	/	2005	/	/	/	/	2001
4	F4	2527,21	6461,69	1985	190	30	22,00	108,65	2005
5	F5	623,07	6465,74	2001	200	30	60,60	58,51	2008

(Source DHW Bougara)

1.7.1.3- La station de pompage :

Les caractéristiques de la station de pompage sont comme suit :

Les pompes:

$$Q= 2 \times 50 \text{ (l/s)}$$

$$H_{MT}= 130 \text{ m}$$

Moteur :

Nombre de tour 1480 tr/min ,

Puissance : 110 KW ,

Fréquence : 50 HZ

Poids : 1000 KG

Les caractéristiques des équipements sont données dans le tableau suivant.

Tableau 1.05: Equipements de la station de reprise et leurs états.

Forage	Equipements	Etat
--------	-------------	------

Station de pompage	1 vanne ϕ 250	bon
	1 compteur ϕ 250	non fonctionnelle
	1 manomètre	bon
	armoires de commande	bon

1.7.1.4- Les réservoirs :

Notre zone d'étude se caractérise par la présence de trois ouvrages de stockage qui assure la distribution d'eau potable nous avons :

-Le réservoir R(semi enterré) a un volume de 500 m³. Situé au Nord Est de la commune d'Ouled Slama . IL est alimenté par refoulement à partir de quatre forages à savoir F1bis, F2bis, F4 et le forage F5. Il a une cote radier de 82m.

-Le réservoir R1(semi enterré) ayant un volume de 1000 m³. Situé au Sud Est de la ville de Ouled Slama. Il est alimenté par refoulement à partir de la station de pompage. Il a une cote radier de 151m.

-Les réservoirs R2 et R3(Semi enterrés) , de volume de 1500 m³ chacun. Situé au Sud Est de la ville de Ouled Slama. Ils sont alimentés par refoulement à partir de la station de pompage. Ils ont une cote radier de 187,30 m .

1.7.1.5- Caracteristiques des conduites d'adduction :

Le tableau suivant donne un aperçu des conduites en place avec la désignation, le diamètre, le matériau et son état.

Tableau 1.06: Caractéristiques des conduites d'adduction :

Désignation Des Tronçons	Type de matériaux	Longueur (ml)	Diamètre (mm)
F1bis-F2bis-F4-F5 → R	Acier PEHD	Environ 4940	100-200
S.P → R ; R1etR2 et R3	PEHD	Environ 3930	400

1.8 Description du réseau de distribution de Ouled Slama :

Le réseau de distribution de type combiné de la commune de Ouled Slama couvre pratiquement la totalité de la surface urbanisée.

Ce réseau a été réalisé au fur et à mesure du développement et de l'extension de la ville, il est divisé en deux zones :

- Zone (I) qui est alimentée par gravité à partir du réservoir semi enterré de volume 1000 m³.
- Zone (II) qui est alimentée par gravité à partir des deux réservoirs semi enterrés de volume 1500 m³.

Le réseau de la commune d'Ouled Slama est constitué de différents diamètres variant de 34 mm à 400mm et la nature des conduites est de type PEHD ,PVC et Amiante ciment.

1.9 Conclusion :

Après élaboration de ce chapitre nous pouvons conclure que la distribution en eau potable de la commune de Ouled Slama se fait par gravité à partir des réservoirs. Le réseau actuel comporte des conduites en amiante ciment qui sont jugées nocives pour la santé humaine à cause de l'effet cancérigène, donc le changement du réseau est nécessaire. En ce qui concerne nos adductions elles sont en bon état donc nous les garderont telles qu'elles sont.

Chapitre - 2-

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.1 Introduction :

Pour dimensionner les différents composants du système d'alimentation en eau potable, nous nous basons sur les débits déterminés à partir des besoins en eau potable de l'agglomération étudiée.

Les consommateurs évoluent d'une année à une autre et diffèrent d'une agglomération à une autre .

2.2 Evaluation de la population de la zone d'étude à l'horizon 2035 :

L'estimation de la population pour l'horizon 2035, se fait à partir de la relation (2.01) ci-dessous:

$$P_n = P_0(1 + T)^n \quad \dots\dots\dots (2.01)$$

Avec :

- P_n : population à l'horizon .
- P_0 : population actuelle .
- T : taux d'accroissement de la population en (%), il dépend de la nature d'accroissement naturel et du mouvement migratoire.
- n : nombre d'années à l'horizon considéré.

L'évolution de la population se résume dans le tableau (2.01) suivant :

Tableau 2.01: Population de l'agglomération de Ouled Slama .

N°	Cartier	2008	T(%)	2012	2015	2020	2035
1	Ouled Slama Centre	1720	2,3	1884	2017	2260	3178
2	Ouled Slama Bas	5700	2,3	6243	6684	7488	10532
3	Ouled Slama Haut	6020	2,3	6593	7059	7909	11123
4	Cartier Hamoul Et Elmerakchi	12000	2,3	13143	14071	15765	22173
5	Cartier Ben Oumar	2400	2,3	2629	2814	3153	4435
6	Cartiers Remili	1063	2,3	1164	1246	1396	1964
7	Ferme Saadoun Yousef	388	2,3	425	455	510	717
Total (Hab.)		29291	/	32080	34345	38481	54122

(Source Recensement 2008 APC Ouled Slama)

La figure (2.01) ci-après nous montre l'estimation de la population pour différents horizons :

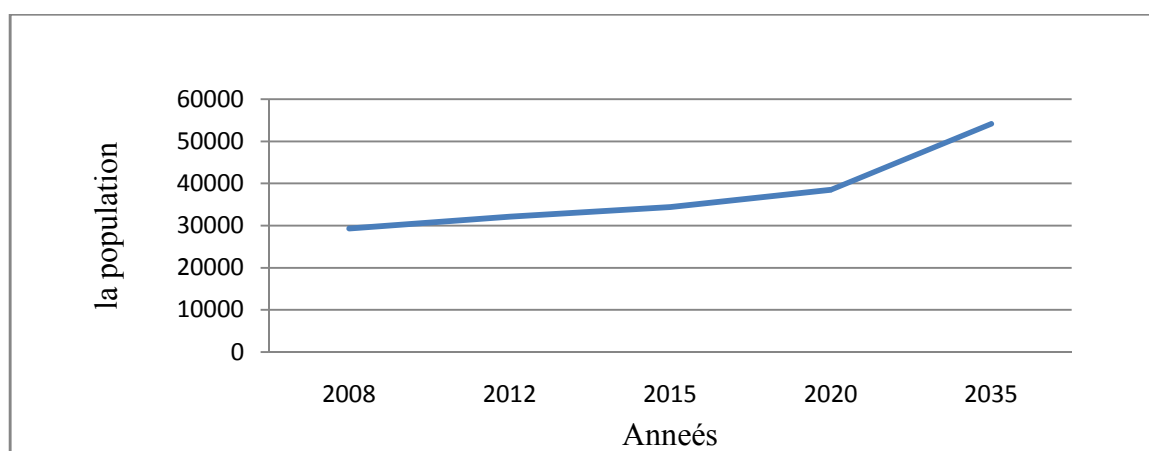


Figure 2.01 : Estimation de la population pour différents horizons d'étude.

Notre agglomération se compose de deux zones (zone 1 et zone 2)

-la zone 1 se compose du quartier Hamoul et elmerakchi et de la ferme saadoune qui est merakchi 2.

-la zone 2 se compose de Ouled Slama (centre. Bas .haut) et les quartiers Ben Oumar et rémili.

Le tableau(2.02) résume le nombre d'habitants pour chaque zone.

Tableau 2.02 : Evolution de la population de l'agglomération de Ouled Slama.

Horizon	2008	Taux d'accroissement %	2012	2020	2035
zone (I)	12388	2,3	13568	16275	22890
zone (II)	16903	2,3	18513	22206	31232
total	29291	2,3	32080	38481	54122

2.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière :[4]

2.3.1- Besoins moyens domestiques en eau potable :

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule (2.02):

$$Q_{moy.j} = \frac{dot.N_i}{1000} (m^3 / j). \quad \dots\dots\dots(2.02)$$

Avec: $Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).

dot : Dotation journalière (l/j/hab.)

N_i : Nombre de consommateurs (hab.)

Pour effectuer le calcul de la consommation nous devons connaître la dotation .

2.3.1.1-Choix de la dotation:

La dotation tient compte des facteurs suivants :

- la situation économique du consommateur et le confort.
- la disponibilité des ressources.
- le type de l'agglomération et du consommateur .
- l'activité industrielle.

Nous fixons à priori une dotation de 220 l/j/hab.

Les besoins domestiques pour les différentes zones d'Ouled Slama à l'horizon 2035 sont indiqués dans le tableau (2.03) suivant :

Tableau 2.03 : Besoins moyens en eau potable domestique de Ouled Slama.

Horizon	Zones	Population (hab.)	Dotation (l/j/hab.)	Besoins moyens (m^3/j)
2035	Zone (I)	22890	220	5035,8
	Zone (II)	31232	220	6871,04

2.3.1.2- Besoins moyens en eau potable administratifs:

Les besoins moyens administratifs de l'agglomération de Ouled Slama sont résumés dans le tableau(2.04) suivant :

Tableau 2.04 : Besoins moyens en eau potable administratifs de Ouled Slama.

Zones	Equipements	Nombre	Effectifs (empl.)	Dotation (l/j/empl.)	Q _{moyj} (m ³ /j)	Total
Zone (I)	/	/	/	/	/	/
Zone (II)	APC	1	150	5	0,75	0,825
	PTT	1	15	5	0,075	

2.3.1.3- Besoins moyens en eau potable scolaires :

Nous prenons une dotation moyenne de 10à 20 l/j/élève, selon le type de régime

Pour chaque effectif les besoins moyens en eau potable scolaires sont résumés dans le tableau (2.05) suivant :

Tableau 2.05 : Besoins moyens en eau potable scolaires de Ouled Slama.

zones	Equipement	Unité	Nombre	Régime	Dotation (l/j/unité.)	Q _{moy.j} (m ³ /j)	Total
Zone (I)	3Ecoles	élève	1251	externat	10	12,51	18,88
	1 CEM	élève	637	externat	10	6,37	
Zone (II)	3Ecoles	élève	1134	externat	10	11,34	35,1
	2CEM	élève	1241	externat	10	12,41	
	1 lycée	élève	735	externat	10	7,35	
	1 CFPA	apprentie	400	externat	10	4	

2.3.1.4-Besoins moyens en eau potable sanitaires :

Pour les besoins moyens sanitaires nous prenons une dotation de 300 l/j/lit. (tableau (2.06))

Tableau 2.06 : Besoins moyens en eau potable sanitaires de Ouled Slama.

Zones	Equipement	Nombre	Total	Dotation	Q _{moyj}	Total
			lits	(l/j/lit.)	(m ³ /j)	

Zone (I)	Centre de santé	/	/	/	/	/
Zone (II)	Centre de santé	3	75	300	22,5	22,5

2.3.1.5-Besoins moyens en eau potable culturels et sportifs :

Les besoins culturels et sportifs sont représentés comme suite :

Tableau 2.07 : Besoins moyens en eau potable Culturels et Sportifs de Ouled Slama.

Zone	Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité.)	Q _{moyj} (m ³ /j)	Total
Zone (I)	3Mosquées	fidèle	1500	5	7,5	8
	1stade	vestiaire	20	25	0,5	
Zone (II)	4Mosquées	fidèle	1400	5	7	10
	1stade	vestiaire	20	25	0,5	
	1Bibliothèque	m ²	300	5	1,5	
	1salle omnisport	jeune	100	10	1	

Les résultats de calcul du débit moyen journalier des deux zones sont récapitulés dans le tableau 2.08 suivant :

Tableau 2.08 : Débit moyen journalier pour l'horizon 2035.

Horizon	Zones	Q _{moy,j} (m ³ /j)
2035	Zone (I)	5062,68
	Zone (II)	6939,465

2.4 Variation de la consommation journalière : [4]

2.4.1- Consommation maximale journalière :

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité maximum journalier $K_{\max,j}$, dont l'utilité est de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier, car la consommation varie d'un jour à l'autre. Ce coefficient est déterminé par la formule 2.03 suivante.

$$K_{\max,j} = \frac{Q_{\max,j}}{Q_{\text{moy},j}} \dots\dots\dots(2.03)$$

Avec :

$$K_{\max.j} \in [1,1-1,3]$$

Pour notre étude nous prenons $K_{\max.j}=1,2$.

La consommation maximale journalière sera déduite de la formule (2.03) comme suite .

$$Q_{\max.j} = Q_{\text{moy.j}} K_{\max.j}$$

2.4.2- Consommation minimum journalière :

Elle est définie à partir du coefficient d'irrégularité minimum journalier $K_{\min.j}$, il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min.j} = \frac{Q_{\min.j}}{Q_{\text{moy.j}}} \dots\dots\dots(2.04)$$

Avec : $K_{\min.j} \in [0,7-0,9]$

nous prenons $K_{\min.j}=0,8$.

La consommation minimale sera déduite de la formule (2.04) comme suite :

$$Q_{\min.j} = Q_{\text{moy.j}} K_{\min.j}$$

Les débits maximum et minimum journalier des différentes zones sont représentés dans le tableau 2.09 suivant :

Tableau 2.09: Calcul des consommations maximale et minimale journalière de Ouled Slama..

ZONE	$Q_{\text{moy.j}}$ (m ³ /j)	$K_{\max.j}$	$Q_{\max.j}$ (m ³ /j)	$K_{\min.j}$	$Q_{\min.j}$ (m ³ /j)
ZONE 1	5062,68	1,2	6075,22	0,8	4050,14
ZONE 2	6939,465	1,2	8327,36	0,8	5551,57

2.5 Variation de la consommation horaire : [4]

2.5.1- Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est utile pour le dimensionnement des prises d'eau, des stations de pompage de premier degré et des stations de traitement. Il est donné par la relation (2.05) suivante :

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} = K_{max.j} \frac{Q_{moy.j}}{24} \dots\dots\dots(2.05)$$

Où : $Q_{moy.h}$: débit moyen horaire (m³/h).

$Q_{max.j}$: débit maximum journalier.

Les débits moyens horaires sont indiqués dans le tableau (2.10) suivant :

Tableau 2.10 : Débits moyens horaires.

Horizon	Zones	Q _{max,j} (m ³ /j)	Q _{moy,h} (m ³ /h)
2035	Zone (I)	6075,22	253,134
	Zone (II)	8327,36	349,97

2.5.2- Débit maximum horaire :

Ce débit est utilisé pour le dimensionnement du réseau de distribution , lorsque la consommation est maximale .

Il est déterminé par la relation (2.06) suivante :

$$Q_{max.h} = Q_{moy.h} K_{max.h} \dots\dots\dots(2.06)$$

Avec :

$Q_{moy.h}$: Débit moyen horaire (m³/h).

$K_{max.h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum.

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule (2.07) suivante :

$$K_{max.h} = \alpha_{max} \beta_{max} \dots\dots\dots(2.07)$$

Avec :

- α_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau de développement local sa valeur est entre [1.1-1.4].

Pour notre calcul nous prenons $\alpha_{\max} = 1,4$.

- β_{\max} : est un coefficient lié à l'accroissement de la population sa valeur est obtenue à partir de l'annexe n°01 :

Tableau n°(2.11) : β_{\max} pour les différentes zones :

Horizon	Zones	β_{\max}
2035	Zones (I)	1,18
	Zones (II)	1,15

Les valeurs du coefficient maximum horaire sont représentées dans le tableau (2.12) suivant :

Tableau 2.12 : $K_{\max h}$ pour les différentes zones.

Horizon	Zones	$K_{\max h}$
2035	Zones (I)	1,65
	Zones (II)	1,61

Ainsi nous déterminons le débit maximum horaire représenté dans le tableau (2.13) suivant :

Tableau 2.13 : Le débit $Q_{\max h}$ des différentes zones.

Horizon	Zones	Q_{moyh} m ³ /h	$K_{\max h}$	$Q_{\max h}$ m ³ /h
2035	Zones (I)	253,134	1,65	417,67
	Zones (II)	349,97	1,61	563,45

2.5.3-Débit minimale horaire :

Ce débit est utilisé pour la détermination de l'épaisseur des conduites, car quand la consommation est minimale la pression augmente ce qui facilite la détection des fuites

Il est déterminé par la relation (2.08) suivante :

$$Q_{\min.h} = K_{\min.h} Q_{\text{moy}.h} \dots\dots\dots(2.08)$$

Avec :

$K_{\min.h}$: Coefficient d'irrégularité horaire minimum.

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée, il est déterminé par la formule (2.09) suivante :

$$K_{\min.h} = \alpha_{\min} \beta_{\min} \dots\dots\dots(2.09)$$

Avec :

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime du travail, il dépend du niveau de développement local sa valeur est entre [0.4-0.6].

Pour notre calcul nous prenons $\alpha_{\min} = 0.5$.

- β_{\min} : est un coefficient lié à l'accroissement de la population sa valeur est obtenue à partir de l'annexe n°02.

Tableau 2.14 : β_{\min} pour les différentes zones .

Horizon	Zones	β_{\min}
2035	Zones (I)	0,52
	Zones (II)	0,508

Les valeurs du coefficient maximum horaire sont représentées dans le tableau (2.15) suivant :

Tableau 2.15 : $K_{\min.h}$ pour les différentes zones.

Horizon	Zones	$K_{\min.h}$
2035	Zones (I)	0,26
	Zones (II)	0,254

Ainsi nous déterminons le débit minimum horaire dans le tableau 2.16 suivant :

Tableau 2.16 : Le débit $Q_{\min.h}$ des différentes zones.

Horizon	Zones	$Q_{\text{moy}.h}$ m ³ /h	$K_{\min.h}$	$Q_{\min.h}$ m ³ /h
---------	-------	--------------------------------------	--------------	--------------------------------

2035	Zones (I)	253,134	0,26	65,81
	Zones (II)	349,97	0,254	88,89

2.5.4- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

Le débit horaire d'une agglomération varie en fonction du nombre d'habitants. Cette variation est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de cette agglomération .

La méthode que nous allons utiliser est une détermination graphique des coefficients d'irrégularité de la consommation horaire , pour cela nous utilisons l'annexe n°3

- à l'horizon 2035 la Zone (I) aura une population de 22890 habitants
- à l'horizon 2035 la Zone (II) aura une population de 31232 habitants

Nous construirons le diagramme qui nous indiquera l'heure à laquelle la consommation est maximale et celle où elle est minimale , grâce aux tableaux (2.17) et (2.18) suivants .

Tableau 2.17: La consommation de la zone

heure	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max j}=6075.22m^3/j$		Cumulée	
h	%	m^3/h	%	m^3/h
0_1	1,50	91,13	1,5	91,13
1_2	1,50	91,13	3	182,26
2_3	1,50	91,13	4,5	273,38
3_4	1,50	91,13	6	364,51

4_5	2,50	151,88	8,5	516,39
5_6	3,50	212,63	12	729,03
6_7	4,50	273,38	16,5	1002,41
7_8	5,50	334,14	22	1336,55
8_9	6,25	379,70	28,25	1716,25
9_10	6,25	379,70	34,5	2095,95
10_11	6,25	379,70	40,75	2475,65
11_12	6,25	379,70	47	2855,35
12_13	5,00	303,76	52	3159,11
13_14	5,00	303,76	57	3462,88
14_15	5,50	334,14	62,5	3797,01
15_16	6,00	364,51	68,5	4161,53
16_17	6,00	364,51	74,5	4526,04
17_18	5,50	334,14	80	4860,18
18_19	5,00	303,76	85	5163,94
19_20	4,50	273,38	89,5	5437,32
20_21	4,00	243,01	93,5	5680,33
21_22	3,00	182,26	96,5	5862,59
22_23	2,00	121,50	98,5	5984,09
23_24	1,50	91,13	100	6075,22
Total	100	6075,22	/	/

D'après les données du tableau (2.17) nous trouvons

$$Q_{\max} = 379,70 \text{ m}^3/\text{h} \text{ et } Q_{\min} = 91,13 \text{ m}^3/\text{h}$$

Nous obtenons l'histogramme de consommation journalière et la courbe cumulée.

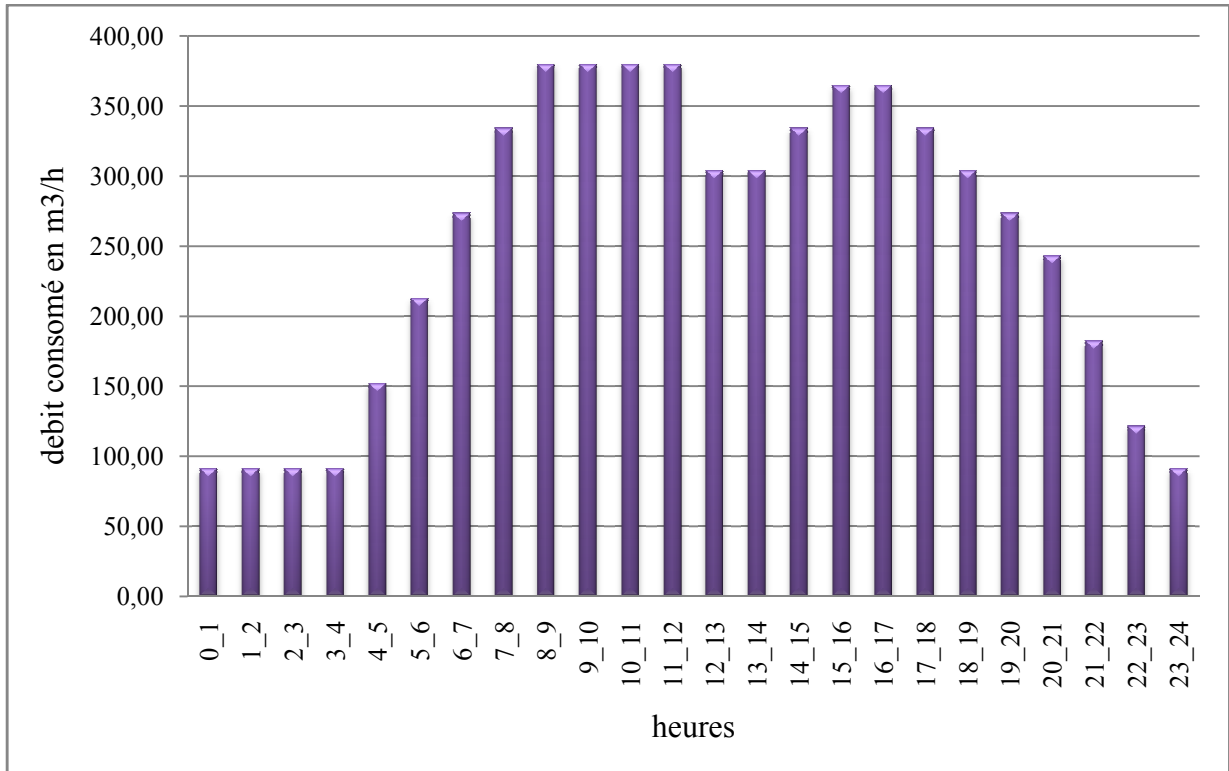


Figure 2.02: Histogramme de consommation journalière de la zone 1.

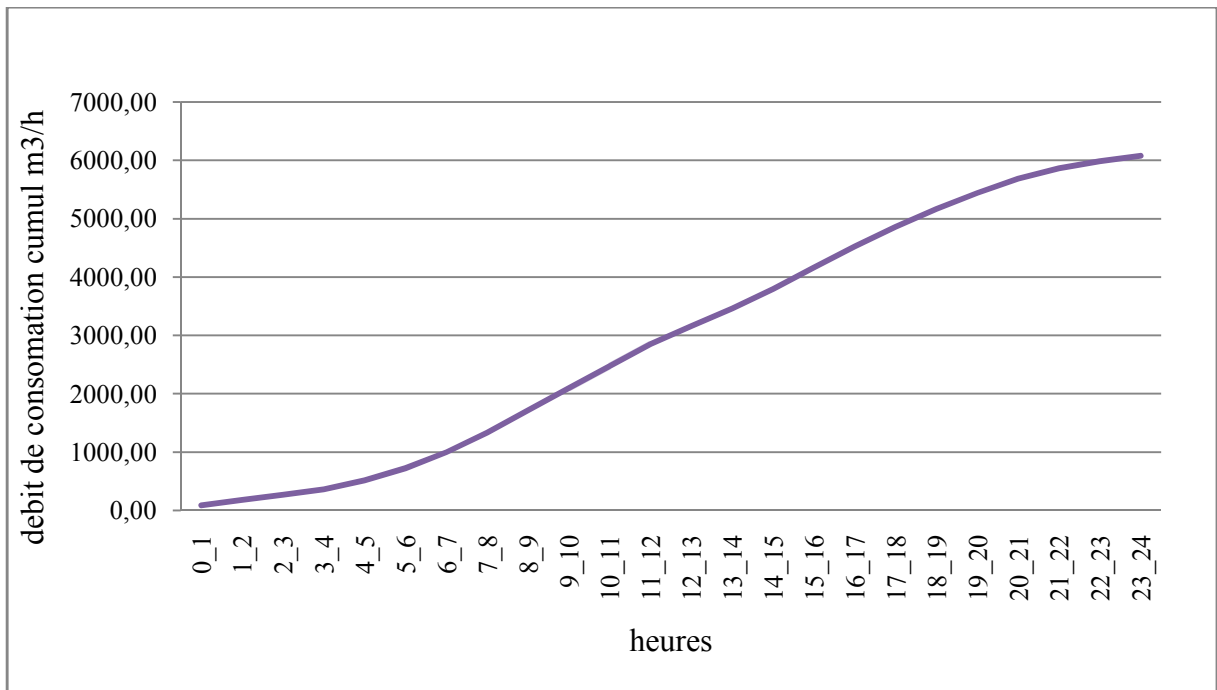


Figure 2.03 : La courbe cumulée de la zone 1.

Tableau 2.18: La consommation pour la zone 2.

heure	consommation totale		Courbe de la consommation	
	$Q_{\max j} = 8327.36 \text{ m}^3/\text{j}$		Cumulée	
h	%	m^3/h	%	m^3/h
0_1	1,5	124,91	1,5	124,91
1_2	1,5	124,91	3	249,82
2_3	1,5	124,91	4,5	374,73
3_4	1,5	124,91	6	499,64
4_5	2,5	208,18	8,5	707,83
5_6	3,5	291,46	12	999,28
6_7	4,5	374,73	16,5	1374,01
7_8	5,5	458,00	22	1832,02
8_9	6,25	520,46	28,25	2352,48
9_10	6,25	520,46	34,5	2872,94
10_11	6,25	520,46	40,75	3393,40
11_12	6,25	520,46	47	3913,86
12_13	5	416,37	52	4330,23
13_14	5	416,37	57	4746,60
14_15	5,5	458,00	62,5	5204,60
15_16	6	499,64	68,5	5704,24
16_17	6	499,64	74,5	6203,88
17_18	5,5	458,00	80	6661,89
18_19	5	416,37	85	7078,26
19_20	4,5	374,73	89,5	7452,99
20_21	4	333,09	93,5	7786,08
21_22	3	249,82	96,5	8035,90
22_23	2	166,55	98,5	8202,45
23_24	1,5	124,91	100	8327,36
Total	100	8327,36	/	/

D'après les données du tableau n°18 nous trouvons

$Q_{\max h} = 520.46 \text{ m}^3/\text{h}$ et $Q_{\min h} = 124,91 \text{ m}^3/\text{h}$

Nous obtenons l'histogramme de consommation journalière et la courbe cumulée.

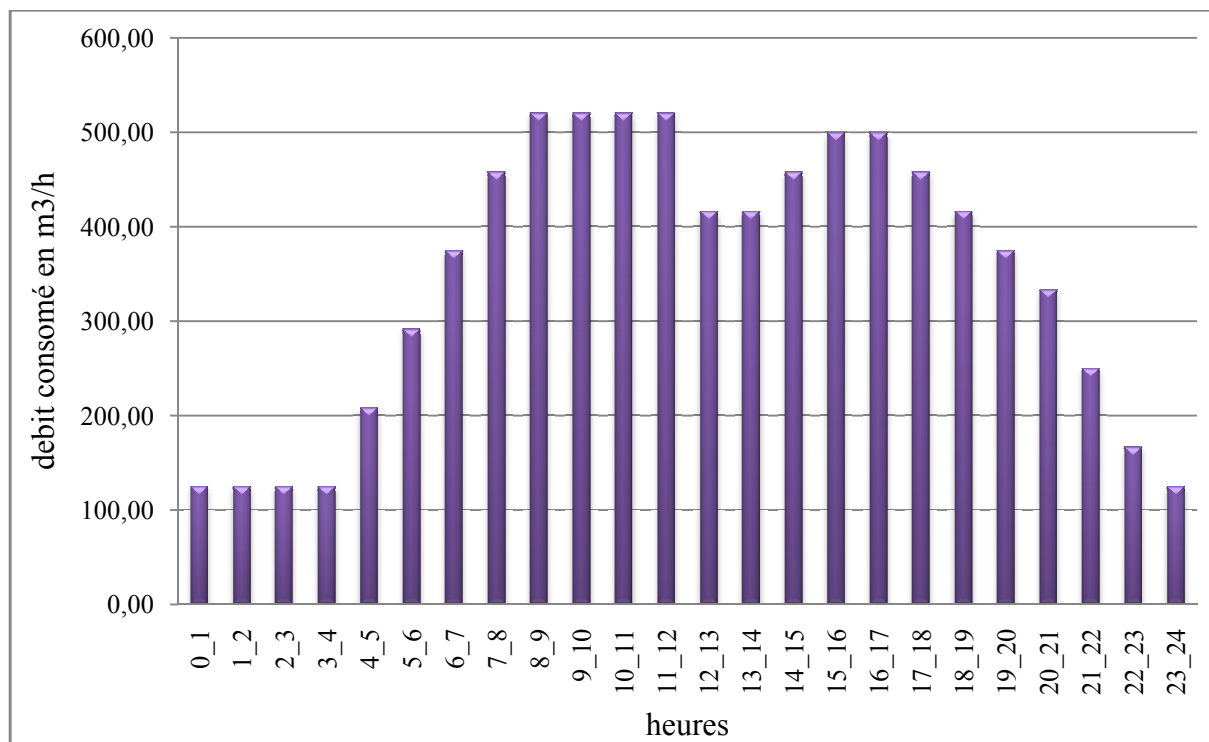


Figure 2.04: Histogramme de consommation journalière de la zone 2.

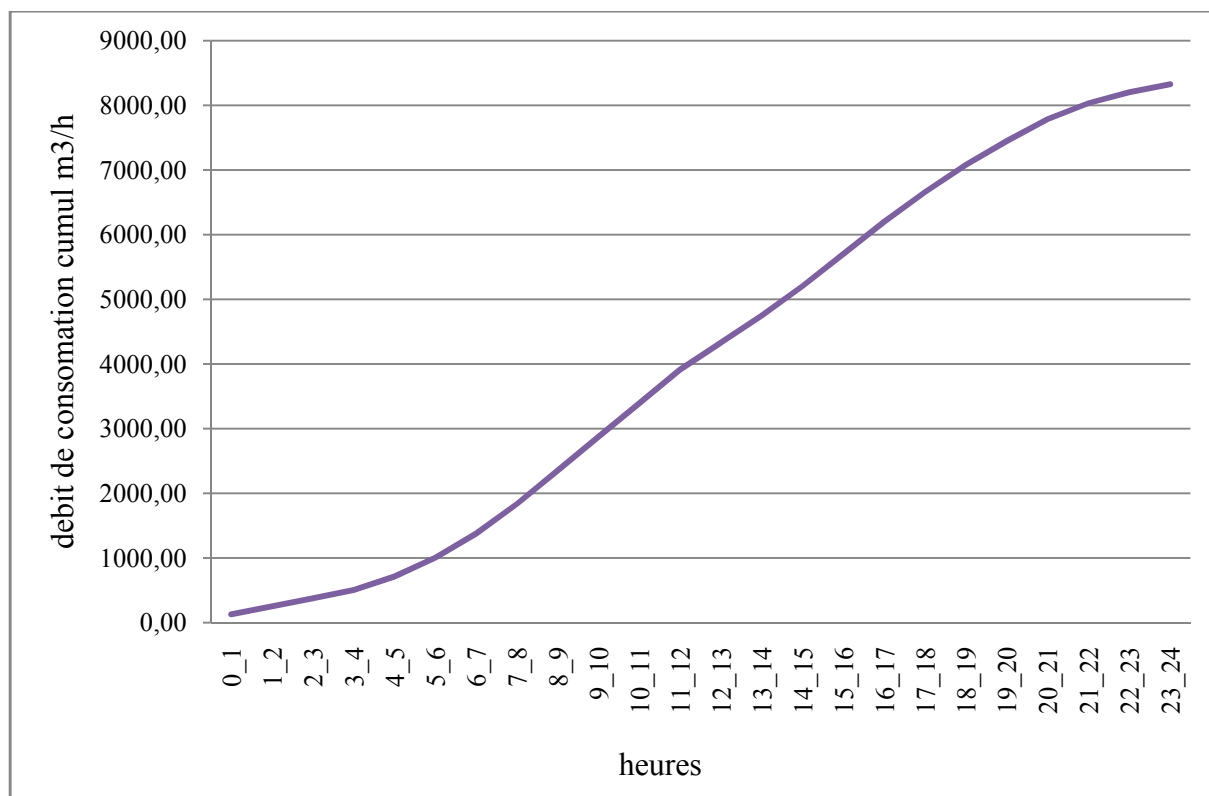


Figure 2.05 : La courbe cumulée de la zone 2.

2.6 Comparaison ressources / besoins :

Ayant déterminé précédemment le débit d'eau disponible et après le calcul des besoins en eau pour l'horizon 2035, nous pouvons faire une comparaison : ressources/besoins pour voir si notre débit disponible satisfait nos besoins ou non.

Le tableau (2.19) suivant nous indique la balance : ressources/besoins .

Tableau 2.19 : Comparaison ressources/besoins.

Désignation	Horizon de calcul (2035)
Consommation de pointe Journalière (m ³ /j)	14402,58
Ressources disponibles (m ³ /j)	8 121,600
Déficit (m ³ /j)	6280,98
Déficit (L/s)	72,7

Nous voyons que les ressources disponibles actuellement ne pourront pas satisfaire les besoins à l'horizon de 2035 .

2.7 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les débits qui nous sont utiles pour le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la zone de Ouled Slama à l'horizon 2035.

D'après la comparaison ressources / besoins , nous avons trouvés que les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire nos besoins en eau potable ,Ce qui nous oblige à projeter d'autres forages de renforcement qui doivent débiter un débit de 72,7 l/s .

Chapitre -3-

DIAGNOSTIC ET RECOMMANDATIONS

3.1 Introduction:

Le but de ce chapitre est de faire le diagnostic des systèmes d'alimentation en eau potable et cela en représentant l'état des lieux des services d'alimentation d'eau potable tout en proposant des solutions techniques et des recommandations appropriées.

Le contenu de ce chapitre comporte :

- Le diagnostic de la chaîne de production.
- Le diagnostic des ouvrages de stockage.
- Le diagnostic du réseau de distribution.

3.2 Le diagnostic de la chaîne de production.

Nous allons procéder à la description des équipements en place aussi bien pour les forages que pour les réservoirs dont les caractéristiques ont été données par la subdivision de Bougara, et à partir des visites effectuées sur le terrain .

Comme nous l'avons indiqué dans le précédent chapitre, la chaîne de production de la ville de Ouled Slama est caractérisée par le fait qu'elle est alimentée à partir de quatre forages à savoir F1 bis, F2 bis, F4:et F5 dont les caractéristiques sont comme suit:

a- Le forage F1 bis :

L'eau est captée par un groupe électropompe immergé dont le débit est de 25 l/s et une hauteur manométrique totale de 98,20m. L'eau est refoulée ensuite vers le Réservoir de volume 500m³.

Les défaillances existantes sont :

- L'abri du forage est en état moyen (manque de peinture).
- L'inexistence du débit mètre.
- Le câble d'électricité n'est pas protégé.
- Manque des sondes qui donnent le niveau d'eau dans le forage.
- Problème de colmatage.

Les remarques que nous pouvons tirer sont :

- Les vannes et les conduites sont dans un état acceptable.
- Béton en bon état.
- l'anti-bélier est en état de Fonctionnement.

b- Le forage F2bis:

Le groupe électropompe installé donne un débit de 9 L/s et une hauteur manométrique de 75 m . L'eau est acheminée vers le Réservoir de volume 500 m³.

Les anomalies constatées au niveau de ce forage sont :

- L'inexistence des appareils de mesure telle que le débit mètre et le manomètre.
- L'inexistence d'une prise d'échantillon pour l'analyse d'eau.
- L'armoire de commande est en état de dégradation.

c- Le forage F4:

L'eau est captée par un groupe électropompe d'un débit de 30L/s et une hauteur manométrique totale de 127,0 m, puis refoulée vers le Réservoir 500 m³.

Les défaillances existant au niveau de ce forage sont :

- L'abri de ce forage est en état de dégradation.
- Le robinet vanne, le clapet anti-retour et la ventouse sont en mauvais état (début de corrosion).
- Absence du manomètre pour le calcul des pressions.
- Les équipements d'automatisme sont en mauvais état.
- Fuite au niveau de la vanne.

d- Le forage F5:

L'eau est captée par un groupe électropompe d'un débit de 30 l/s et une hauteur manométrique totale de 104,81 m, puis refoulée vers le réservoir R de volume 500 m³.

- Manque d'étanchéité au niveau de ce forage.
- Manque de la sonde, qui donne le niveau dans le forage.
- L'inexistence de la prise d'échantillon en mauvais état.

Remarque :

Les forages débitent en moyenne 23,5 L/s pour un pompage continu de 24h /24h, ce qui augmente les frais d'exploitation et diminue la durée de vie des pompes.

3.3 Le diagnostic des ouvrages de stockage :

a- Le réservoir R semi enterré :

Ce réservoir au sol a un volume de 500 m³. La cote du terrain naturelle (CTN) est de 83,07 m, il est dans un bon état général, avec une clôture de protection en bon état.

- Construit en béton. Il est muni d'une chambre de vanne juxtaposée au réservoir.
- Alimenté par refoulement des quatre forages à savoir f1bis; f2bis; f4 et f5.



Figure 3.01 : Vue du réservoir semi enterré de volume 500 m³.

Tableau 3.01: Caractéristiques principales du réservoir R.

N°	coordonnées (UTM)	Cotes (mNGA)	Etat	Capacité (m3)
R	X = 2911,34 Y = 5874,21	TP= 87 Radier= 82	En fonction	500

b- Le réservoir R1 semi enterré :

Ce réservoir est semi enterré ayant un volume de 1000 m³. Il est situé au Sud Est de la ville d'Ouled Slama dont la cote du terrain naturelle (CTN) est de 188,30m. Il est dans un bon état général. Il est construit en béton, alimenté par refoulement à partir de la station de pompage.



Figure 3.02 : Vue du réservoir semi enterré de volume 1000 m³.

Les caractéristiques principales de ce réservoir se trouvent dans le tableau 3.02 suivant

Tableau 3.02 : Caractéristiques principales du réservoir R1.

N°	Coordonnées (UTM)	Cotes (mNGA)	Etat	Capacité (m3)	Remarques
R1	X=2983,08 Y=2287,72	TP=192,30 Radier=187,30	En fonctionnement	1000	Distribution vers Merrakchi et Hamoul II et III.

c- Les réservoirs R2 et R3 Semi enterrés :

Ces réservoirs semi enterrés ont un volume de 1500 m³ chacun. Ils sont situés au Sud Est de la ville d'Ouled Slama dont la cote du terrain naturel (CTN) est de 152.26 m. Ils sont dans un bon état général. Construits en béton, ils sont alimentés par refoulement.



Figure 3.03 : Vue du réservoir semi enterré de volume $2 \times 1500 \text{ m}^3$.

Les caractéristiques principales de ces deux réservoirs sont données dans le tableau 3.03.

Tableau 3.03: Caractéristiques principales des réservoirs R2 et R3.

N°	Coordonnées (UTM)	Cotes (mNGA)	Etat	Capacité (m3)	Remarques
R2 et R3	X=2785,58 Y=2428,29	TP=156 Radier=151	En fonctionnement	2x1500	Distribution vers Ghabet Zaouch ; El Hamoul I ; Ouled Slama centre Fouaga et Thata ; Rimili ; Ben Omar

Les défaillances détectées sont les suivantes :

- L'absence des flotteurs au niveau des réservoirs de stockage, ce qui cause des débordements et des pertes importantes en eau avec érosion des terres à l'aval.
- L'absence de compteurs au niveau des réservoirs, ce qui influe négativement sur la gestion de la chaîne d'AEP.

3.4 Diagnostic du réseau de distribution

Le réseau de distribution est de type mixte (maillé et ramifié) ayant une longueur totale de 55 726.20 ml .son remplissage se fait gravitairement à partir des trois réservoirs existants (R1)-(R2et R3) qui sont situés à des cotes respectives de 187,03 m et 151m .

3.4.1- Les conduites:

3.4.1.1-Types des conduites du réseau de distribution :

Le réseau de la ville d'Ouled Slama de type combiné est constitué de différents diamètres variant de 34 mm à 400mm et la nature des conduites est de type PEHD, PVC et l'amiante ciment.

3.4.1.2-Le linéaire des conduites :

Le linéaire des conduites est donné ci-après par nature du matériau et par diamètre .Les caractéristiques principales des conduites du réseau de distribution sont données sur le tableau (3.04 ci-dessous :

Tableau 3.04: Conduites du réseau de distribution.

type de matériau	diamètre (mm)	longueurs (m)
Amiante Ciment	400	1076,72
	315	454,96
	300	1561,65
	160	1631,36
	125	9907,91
	36	104,69
	somme	14737,29
PEHD	400	510,56
	315	1922,56
	250	1253,08
	200	1109,62
	160	4062,58
	150	169,04
	34	1132,02
	27	1306,7
	90	2611,24
	75	2416,55
	63	2419,6
	50	1512,31
	36	1272,23
	34	475,41
	27	92,05
somme	21754,99	

Suite du tableau 3.04:

type de matériau	diamètre (mm)	longueurs (m)
PVC	250	509,3
	200	898,37
	160	292,63
	150	164,03
	136	75
	110	7721,63
	90	2880,13
	80	87,59
	75	5142,65
	63	786,09
	50	388,51
	36	287,93
	somme	19233,92

-Le réseau a un linéaire global de 55 726,20 ml, dans lequel nous avons 21754,99 ml soit 39,04% en PEHD, 19233,92ml soit 34,52 % en PVC, 14737,29 ml soit 26,44% en Amiante Ciment.



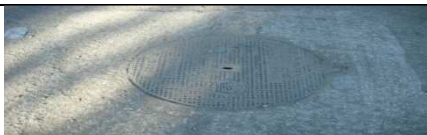






3.4.2-*Les regards de vannes :*

Les regards se trouvant au niveau de l'adduction sont dans un mauvais état et quelques uns sont inaccessibles . Nous devons les ouvrir pour vérifier leurs états et les nettoyer éventuellement.










En ce qui concerne le réseau de distribution ,les profondeurs de pose sont variables et dépendent nécessairement de la morphologie du terrain. Lors de notre visite nous avons constaté que le réseau de distribution de la ville d'Ouled Slama comprend environ cinquante (50) regards. Les mesures faites au droit de ces regards sont données dans le tableau ci-dessous.

La profondeur indiquée correspond à la profondeur de la génératrice supérieure de la conduite. Le tableau 3.05 englobe toutes les caractéristiques des regards comme c'est indiqué ci après :

Tableau 3.05 : Caractéristiques des regards.



n° regard	profondeur (m)	équipement de regard	Remarques	photo de regard
rd11	1,10	vanne ø150	- regard en bon état. -fuites au niveau de manchon à souder.	
rd12	/	/	regard sans tampon, plein de terre.	
rd13	/	/	regard n'est pas ouvert	
rd14	/	/	-regard ferme	
rd15	1,20	vanne ø125	- regard en bon état. - vanne en bon état.	
rd16	1,40	-vanne ø150 -vanne ø300 -vanne ø300	- regard en bon état. - vanne en bon état.	
rd17	0,80	-vanne ø63	- regard en bon état. - vanne en bon état.	
rd18	1,20	-vanne ø300	- regard en bon état. - vanne en mauvaise état.	
rd19	/	/	- regard n'est pas ouvert	

Suite du tableau 3.05:

n° regard	profondeur (m)	équipement de regard	Remarques	photo de regard
rd20	0,90	vanne ø125	- regard en bon état. - vanne en bon état.	
rd21	1,20	vanne ø125	- regard en bon état. - fuites au niveau de la vanne.	
rd22	1,00	vanne ø250	- regard en bon état. - vanne en bon état.	
rd23	1,00	vanne ø125	- regard en bon état. - fuit au niveau de la vanne.	
rd24	1,10	vanne ø100	- regard en bon état. - vanne en bon état.	
rd25	1,10	vanne ø100	- regard en bon état. - vanne en bon état.	
rd26	/	/	- regard n'est pas ouvert	
rd27	0,80	vanne ø125	- regard en bon état. - vanne en bon état.	
rd28	0,80	vanne ø80	- regard en bon état. - vanne en bon état.	

--	--	--	--	--

Suite du tableau 3.05 :

n° regard	profondeur (m)	équipement de regard	Remarques	photo de regard
rd29	0,70	vanne ø150	- regard en bon état. - vanne en bon état.	
rd30	1,00	vanne ø150	- regard en bon état. - vanne en bon état.	

Ce que nous pouvons constater , c'est que les conduites du réseau de distribution de l'agglomération de Ouled Slama sont dans un moyen état. La présence de l'amiante ciment a rendu le réseau dangereux pour la santé des consommateurs .

Un autre problème est détecté : c'est le déficit entre la production et la consommation c'est-à-dire le débit de forage est inférieur au débit de consommation. Comme nous l'avons indiqué dans le chapitre portant sur l'estimation des besoins en eau potable).

L'état des conduites est représenté dans le tableau 3.06 suivant :

N° du Tronçon	Longueur (m)	Tronçon du au		Diamètre (mm)	Matériaux des conduites	Etat des conduites
TR210	771,55	N201	N210	400	A.Ciment	Moyenne
TR211	436,55	N210	N211	125	A.Ciment	Moyenne
TR212	88,7	N210	N212	400	A.Ciment	Moyenne
TR213	105,66	N212	N213	40	A.Ciment	Moyenne
TR214	216,39	N212	N214	400	A.Ciment	Moyenne
TR222 '	15,99	N264	N222	125	A.Ciment	Moyenne
TR256	126,79	N214	N256	300	A.Ciment	Moyenne
TR257	327,86	N256	N257	300	A.Ciment	Moyenne
TR261	413,3	N257	N261	300	A.Ciment	Moyenne
TR262	283,33	N261	N262	125	A.Ciment	Moyenne
TR263	452,55	N262	N263	125	A.Ciment	Moyenne
TR264	193,63	N262	N264	125	A.Ciment	Moyenne
TR264'	372,4	N265	N264	125	A.Ciment	Moyenne
TR265	836,51	N268	N265	125	A.Ciment	Moyenne
TR265 '	207,03	N262	N265	125	A.Ciment	Moyenne
TR267	265,76	N266	N267	300	A.Ciment	Moyenne
TR267 '	245,89	N267	N286	125	A.Ciment	Moyenne
TR268	146,87	N267	N268	300	A.Ciment	Moyenne
TR269	189,96	N268	N269	300	A.Ciment	Moyenne
TR270	196,3	N269	N270	125	A.Ciment	Moyenne
TR271	237,88	N269	N271	300	A.Ciment	Moyenne
TR272	454,9	N271	N272	300	A.Ciment	Moyenne
TR273	1160,72	N271	N273	125	A.Ciment	Moyenne
TR273 '	396,03	N272	N273	125	A.Ciment	Moyenne
TR274	176,87	N273	N274	125	A.Ciment	Moyenne
TR275	205,5	N272	N275	125	A.Ciment	Moyenne
TR276	90,09	N275	N276	125	A.Ciment	Moyenne
TR277	237,12	N276	N277	125	A.Ciment	Moyenne
TR278	164,1	N276	N278	125	A.Ciment	Moyenne
TR278 '	175,33	N280	N278	125	A.Ciment	Moyenne
TR279	75	N278	N279	125	A.Ciment	Moyenne
TR280	281,67	N275	N280	125	A.Ciment	Moyenne
TR281	185,85	N275	N281	125	A.Ciment	Moyenne
TR281'	497,03	N280	N281	125	A.Ciment	Moyenne

<i>Table</i>	TR282	907,56	N284	N282	125	A.Ciment	Moyenne
<i>au</i>	TR282'	239,76	N281	N282	125	A.Ciment	Moyenne

3.06 : Etat des conduites du réseau de distribution.

Suite du tableau 3.06 :

N° du Tronçon	Longueur (m)	Tronçon		Diamètre (mm)	Matériaux des conduites	Etat des conduites
		du	au			
TR283	231,41	N282	N283	125	A.Ciment	Moyenne
TR284	254,18	N269	N284	125	A.Ciment	Moyenne
TR285	312,9	N284	N285	125	A.Ciment	Moyenne
TR285'	832,64	N285	N291	125	A.Ciment	Moyenne
TR286	55,17	N285	N286	125	A.Ciment	Moyenne
TR286'	303,8	N287	N286	125	A.Ciment	Moyenne
TR288	333,95	N288	N287	150	A.Ciment	Moyenne
TR288'	172,36	N289	N288	150	A.Ciment	Moyenne
TR289	552,47	N290	N289	150	A.Ciment	Moyenne
TR290	279,48	N256	N290	150	A.Ciment	Moyenne
TR291	284,55	N291'	N291	150	A.Ciment	Moyenne
TR291'	464,89	N288	N291'	125	A.Ciment	Moyenne

3.5 Recommandations :

Après avoir fait un diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la ville d'Ouled Slama, les recommandations que nous pouvons suggérer sont les suivantes :

3.5.1- Recommandations concernant les forages :

- Entretien des abris des forages (peinture, éclairage...etc.)
- Equiper les armoires de commande.
- Entretenir les robinets vanne, les ventouses et les conduites de refoulement.

Pour le bon fonctionnement des forages il est nécessaire d'installer les équipements techniques suivants :

- Le compteur d'eau. Le monomètre .La prise d'échantillon pour l'analyse d'eau.
- La sonde de niveau pour vérifier le niveau de la nappe.
- Déterminer les paramètres de la nappe, le débit spécifique et le débit maximum d'exploitation, pour que le choix du groupe électropompe immergée, soit bien adapté et cela à partir des essais de pompage.
- Mettre les paramètres d'exploitation de l'ouvrage à la disposition des exploitations.

- La coupe technique de l'ouvrage.
- Les principales caractéristiques physico-chimiques de l'eau.
- La position de la pompe et ses caractéristiques.
- Le débit maximum à ne pas dépasser...etc.

a- Traitement du colmatage mécanique :

Le traitement est basé sur:

- L'enlèvement des dépôts de sable qui encombre le forage, cette opération se fait par l'air lift ou pompage.
- Dans la deuxième étape, nous faisons le traitement chimique, nous utilisons le poly phosphate qui permet de défloculer les argiles de l'aquifère.
- L'eau du forage doit être agitée soit par pompage alterne soit par pistonnage et ceci pendant 24 heures.

b- Traitement du colmatage chimique :

Pour le traitement du colmatage par le fer manganèse nous utilisons le poly phosphate, le dosage peut être de 2 à 4Kg pour 100 litre d'eau.

3.5.2- Recommandations concernant les réservoirs :

- Installer des compteurs au niveau de la conduite de distribution pour l'ensemble des réservoirs.
- Installer des capteurs de niveau.
- Reprise de la peinture avec une peinture contre l'humidité.
- Reprise de la vitrerie des ouvertures brisées.
- Elimination des traces d'humidité sur les parements extérieurs par brossage.
- Rétablissement du système d'évaluation des eaux pluviales et mettre en place des descentes d'eau pour éviter un ruissellement sur les parois.

3.5.3- Recommandations concernant les adductions :

Comme nous l'avons déjà indiqué les adductions sont en bon état mais nous devons faire un changement de la conduite d'adduction du Forage F1 vers le réservoir 500 m3 tout en utilisant d'autre matériau tel que le PEHD.

3.5.4- Recommandations concernant le réseau de distribution :

- Réparation des branchements avec un bon raccordement.
- Le raccordement s'effectue sur la bride d'un Té qui aura été disposé à l'emplacement voulu à l'occasion de pose de la conduite ou sur un collier de prise. Dans ce cas le robinet d'arrêt est protégé dans ces petits diamètres par un coffre en fonte appelé tabernacle lequel est surmonté d'un tube raccordé à la bouche à clé.
- La détection des fuites : Les origines des pertes d'eau enregistrées au niveau du réseau de distribution sont dues aux fuites, il faut donc faire une réparation de ces fuites, le mode est basé sur deux phases qui sont : la recherche des fuites et la réparation.

-Cette dernière ce fait :

Soit par soudure de la conduite si celle-ci est en acier. Soit par l'utilisation des manches de réparation qui ne nécessite pas la coupe de la conduite rompue et assurent une plus grande sécurité pour la qualité d'eau, tout en réduisant le coût de l'intervention .

3.6- Conclusion :

Après élaboration de ce diagnostic nous pouvons conclure que , des problèmes ont été détectés au niveau du fonctionnement de notre réseau de distribution ,mais le problème que nous allons connaître c'est la mauvaise gestion du réseau à cause de l'insuffisance de la capacité des ressources. Et l'identification des fuites nous pousse à projeté un nouveau réseau recouvrant toute notre zone d'étude est assurant la bonne distribution d'eau au consommateur, le matériaux des canalisations projetées doivent êtres le plus saint pour la santé de nos consommateurs .

Chapitre -4-

LES RESERVOIRS DE STOCKAGE D'EAU POTABLE

4.1 Introduction :

Le but de chapitre est de vérifier la capacité de nos réservoirs existants à l'horizon 2035 tenant compte des besoins déterminés pour cet horizon. La connaissance de cette capacité de stockage nous indiquera si nous devons projeter d'autres réservoirs de stockage ou non.

4.2 Rôles des réservoirs existants :

Dans notre cas nous avons des réservoirs semi-enterrés caractérisés par une cote de radier supérieure de 6 m à la cote piézométrique maximale dans le réseau de distribution. Ces réservoirs ont pour rôles :

- L'emmagasinement de l'eau en cas de faibles consommations et la restituer en cas de forte consommation .
- ils constituent des organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et de consommation.
- ils permettent de réduire le cout d'énergie durant l'heure creuse.
- dans notre cas le réservoir est équipé de manière à conserver la réserve d'incendie.

4.3 Vérification de la capacité des réservoirs existants à l'horizon futur : [4]

Comme nous l'avons déjà indiqué dans le premier chapitre (présentation de l'agglomération). La capacité du réservoir alimentant la zone (1) est de 1000 m^3 , et celle alimentant la zone (2) est stockée dans deux réservoirs jumelées de volume 1500 m^3 chacun.

Pour l'estimation de la capacité d'un réservoir à l'horizon 2035, nous devons procéder par l'une de ces méthodes.(la méthode graphique ou analytique). Ces méthodes sont valables pour le cas ou nous avons les réservoirs qui sont alimentés à partir d'une station de pompage comme c'est notre cas , sachant que la station de pompage fonctionne 20 h par jour .

a- La méthode analytique :

Dans cette méthode nous tenons compte de la courbe de consommation totale qui est déduite à partir des coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé. Cette méthode sera utilisée pour notre calcul.

b-La méthode graphique:

Cette méthode tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ, mais ici nous allons construire un graphe dont nous devrons déduire le volume du réservoir.

4.3.1 -Le calcul de la capacité des réservoirs par la méthode analytique :

Le volume sera déduit à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure durant 20 heures comme le montre les tableaux 1et 2 ci-dessous de chaque zone , nous ajouterons la réserve minimale destinée à l'incendie qui est estimée à 120 m³.

Tableau 4.01 : Capacité du réservoir de la zone (I):

Heure	Distribution	Production	Stockage	Déficit	Résidu
	%	%	%	(-) %	%
0-1	1,5	0,00	0,00	1,5	-1,5
1-2	1,5	0,00	0,00	1,5	-3,00
2-3	1,5	5,00	3,5	0,00	0,5
3-4	1,5	5,00	3,5	0,00	4,00
4-5	2,5	5,00	2,5	0,00	6,5
5-6	3,5	5,00	1,5	0,00	8,00
6-7	4,5	5,00	0,5	0,00	8,5
7-8	5,5	5,00	0,00	0,5	8,00
8-9	6,25	5,00	0,00	1,25	6,75
9-10	6,25	5,00	0,00	1,25	5,5
1-11	6,25	5,00	0,00	1,25	4,25

Suite du tableau 4.01 :

Heure	Distribution	Production	Stockage	Déficit	Résidu
	%	%	%	(-) %	%
11-12	6,25	5,00	0,00	1,25	3,00
12-13	5,00	5,00	0,00	0,00	3,00
13-14	5,00	5,00	0,00	0,00	3,00
14-15	5,5	5,00	0,00	0,5	2,5
15-16	6,00	5,00	0,00	1,00	1,5
16-17	6,00	5,00	0,00	1,00	0,5
17-18	5,5	5,00	0,00	0,5	0,00
18-19	5,00	5,00	0,00	0,00	0,00
19-20	4,5	5,00	0,5	0,00	0,5
20-21	4,00	5,00	1,00	0,00	1,5
21-22	3,00	5,00	2,00	0,00	3,5
22-23	2,00	0,00	0,00	2,00	1,5
23-24	1,5	0,00	0,00	1,5	0,00
somme	100	100	15	15	/

Le volume résiduel V_r est déterminé par la formule (4.01) suivante :

$$V_r = \frac{a(\%) \times Q_{\max, j}}{100} \text{ en } \dots\dots\dots (4.01)$$

Avec :

$a(\%)$: Résidu maximum.

$Q_{\max j}$: Le débit maximum journalier de la zone d'étude à l'horizon d'étude

Nous trouvons à partir du tableau 4.01 :

$$a(\%) = |-3| + 8,5 = 11,5 \quad \text{ce qui nous donne}$$

$$V_r = \frac{11,5 \times 6075,22}{100} = 698,503 \text{ m}^3$$

La capacité totale du réservoir est : $V_t = V_r + V_{inc}$

Avec :

V_{inc} : volume d'incendie qui est estimé pour deux heures avec un débit de $62 \text{ m}^3/\text{h}$.

Le volume total du réservoir à l'horizon d'étude est de :

$$V_t = 120 + 700 = 820 \text{ m}^3 \text{ donc : } V_t = 820 \text{ m}^3$$

Nous constatons que le volume du réservoir existant de la zone (I) est de 1000 m^3 qui est supérieur au volume calculé : cela signifie que la capacité de ce réservoir est suffisante.

Nous devons vérifier la capacité de stockage des réservoirs de la deuxième zone. De ce fait, nous procédons de la même manière que pour le premier réservoir, ce qui nous donne le tableau 4.02.

Pour la zone (II) nous trouvons

Tableau 4.02 : Capacité des réservoirs de la zone (II).

Heure	Distribution	Production	Stockage	Déficit	Résidu
	%	%	%	(-) %	%
0-1	1,50	0,00	0,00	1,50	-1,50
1-2	1,50	0,00	0,00	1,50	-3,00
2-3	1,50	5,00	3,50	0,00	0,50
3-4	1,50	5,00	3,50	0,00	4,00
4-5	2,50	5,00	2,50	0,00	6,50
5-6	3,50	5,00	1,50	0,00	8,00
6-7	4,50	5,00	0,50	0,00	8,50
7-8	5,50	5,00	0,00	0,5	8,00

8-9	6,25	5,00	0,00	1,25	6,75
9-10	6,25	5,00	0,00	1,25	5,50

Suite du tableau 4.02:

Heure	Distribution	Production	Stockage	Déficit	Résidu
	%	%	%	(-) %	%
10-11	6,25	5,00	0,00	1,25	4,25
11-12	6,25	5,00	0,00	1,25	3,00
12-13	5,00	5,00	0,00	0,00	3,00
13-14	5,00	5,00	0,00	0,00	3,00
14-15	5,5	5,00	0,00	0,50	2,50
15-16	6,00	5,00	0,00	1,00	1,50
16-17	6,00	5,00	0,00	1,00	0,50
17-18	5,50	5,00	0,00	0,50	0,00
18-19	5,00	5,00	0,00	0,00	0,00
19-20	4,50	5,00	0,50	0,00	0,50
20-21	4,00	5,00	1,00	0,00	1,50
21-22	3,00	5,00	2,00	0,00	3,50
22-23	2,00	0,00	0,00	2,00	1,50
23-24	1,50	0,00	0,00	1,50	0,00
somme	100	100	15	15	/

Pour cette zone le calcul se fait comme pour la première zone

Nous trouvons $a(\%) = |-3| + 8.5 = 11.5$, ce qui nous donne

$$V_r = \frac{11,5 \times 8327,36}{100} = 957,65 \text{ m}^3$$

$$V_r=957,65 \text{ m}^3$$

La capacité totale du réservoir de stockage est de : $V_t = V_r + V_{inc}$

Nous obtenons alors le volume total du réservoir de stockage d'eau potable comme suit:

$$V_t = 120 + 957,65 = 1077,65 \text{ m}^3, \text{ donc : } V_t = 1080 \text{ m}^3.$$

Nous constatons que le volume calculé du réservoir pour l'horizon 2035 de la zone (II) est de 1080 m^3 et nous avons un stockage de volume $2 \times 1500 \text{ m}^3$ disponible ce qui montre que la capacité est suffisante pour l'horizon d'étude.

4.4 Equipements des réservoirs existants : [2]

a- Conduite d'arrivée

La conduite d'adduction doit pouvoir s'obstruer quand l'eau atteint son niveau maximum.

Pour éviter la perte des eaux nous devons faire une obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire, ou un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir est placée à la partie supérieure pour les réservoirs R2 et R3 de volume de $2 \times 1500 \text{ m}^3$ et le réservoir R1 de volume 1000 m^3 .

b- Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0,15 m ou 0,20m au dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou du sable qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

Le diamètre de la conduite de distribution est égale à :

-Pour le réservoir de volume 1000 m^3 : DN= 315 mm.

-Pour les réservoirs de volume $2 \times 1500 \text{ m}^3$: DN=400 mm.

c- Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle devra évacuer la totalité des débits arrivant en excès. L'extrémité de cette

conduite doit être ménagée d'un joint hydraulique constitué d'un siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve. Le diamètre de cette conduite est :

-Pour le réservoir de volume 1000 m^3 : DN= 200 mm.

-Pour les réservoirs de volume $2 \times 1500 \text{ m}^3$: DN=200 mm.

d- Conduite de vidange :

La conduite de vidange part du point bas du réservoir, et se raccorde sur la canalisation de trop plein. Elle comporte un robinet vanne et permet la vidange du réservoir lors du nettoyage.

e-Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

Ce dispositif permet la conservation du volume d'eau destiné à la lutte contre l'incendie tout en le renouvelant pour éviter sa contamination. C'est le système à évent. Il est constitué de trois robinets vannes.

4.5 Conclusion :

Suite à l'achèvement de ce chapitre dans lequel nous avons effectué le calcul de vérification de capacité de stockage de nos réservoirs existant, nous sommes arrivés à déduire que leur capacité sera suffisante pour l'horizon d'étude ce qui ne nécessitera pas l'implantation d'autres réservoirs.

Nous avons remarqué que les réservoirs sont dotés d'équipements existant, qui contribue à leur bon fonctionnement.

Chapitre -5-

**PROJECTION DU NOUVEAU RESEAU A L'HORIZON
2035**

5.1 Introduction:

Dans ce chapitre nous allons procéder à la projection du réseau de distribution en eau potable à l'horizon de 2035 .Ce travail nécessitera l'utilisation d'une méthode numérique.

Le plan de masse et la structure de l'agglomération nous facilite le tracé des mailles pour former le réseau .

5.2 Choix du matériau des conduites :

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

Dans le tableau (5.01) ci dessous nous citons les avantages et les inconvénients de chaque type de matériau.

Tableau 5.01: Comparaison entre les différents types de matériau .

Type de matériau	Avantages	Inconvénients
fonte	<ul style="list-style-type: none">-bonne résistance aux forces internes.-très rigides et solides.- longueur des conduites variant de 6 à 16 m, donc nous obtenons une réduction des joints.- facilité de pose.	<ul style="list-style-type: none">-les tuyaux en fonte sont très lourds très chers.-risque de déformation des conduites pendant leur transport.-cout très élevé pendant la pose et mauvaise résistance au cisaillement.
pvc (polychlorure de vinyle)	<ul style="list-style-type: none">-bonne résistance à la corrosion.-disponible sur le marché.-une pose de canalisation facile.	<ul style="list-style-type: none">- risque de rupture.

Suite du tableau 5.01:

type de matériau	avantages	inconvénients
PEHD (polyéthylène haute densité)	<ul style="list-style-type: none"> -bonne résistance à la corrosion. -disponibilité sur le marché -résistance aux conditions climatiques. -souplesse à l'utilisation. -légèreté et facilite d'utilisation. -facilité du transport et du stockage. -possibilité de raccordement. -un bon rapport qualité prix. -bonne durée de vie élevée. 	<ul style="list-style-type: none"> -nécessite une grande technicité pour la jonction.

Dans l'élaboration de notre projet nous opterons pour des conduites en PEHD.

5.3-Choix du type de réseau de distribution : [4]

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau, à partir du réservoir, jusqu'aux consommateurs (fournir le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles). Ces réseaux sont classés comme suite:

5.3.1- Le réseau ramifié:

La caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule dans toute la canalisation, dans un seul sens (des conduites principales, vers des secondaires, vers des conduites tertiaires...) . De ce fait, chaque point du réseau n'est alimenté en eau que d'un seul coté. Ce type de réseau présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité en cas de rupture d'une conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau.

5.3.2- Le réseau maillé :

Le réseau maillé dérive du réseau ramifié par connexion des extrémités des conduites (généralement jusqu'au niveau des conduites tertiaires) qui permettent une alimentation de retour. Ainsi chaque point du réseau peut être alimenté en eau par deux ou plusieurs cotés.

Ce type de réseau présente les avantages suivants:

- plus de sécurité dans l'alimentation (en cas de rupture d'une conduite, il suffit de l'isoler , et tous les abonnés situés à l'aval seront alimentés par les autres conduites).
- une répartition plus uniforme des pressions et des débits dans tout le réseau.

5.3.3- Le réseau étagé:

Le réseau étagé est caractérisé par des différences de niveau très importantes, ce qui fait que la distribution d'eau par le réservoir donne de fortes pressions aux points les plus bas (normes de pressions ne sont pas respectées). En effet, ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, alimenté par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau.

5.3.4-Les réseau combiné (ramifiée et maillé):

Ce type de réseau est à privilégier en fonction de la nature de la structure de la zone à alimenter.

Pour le choix du type de réseau de distribution d'eau potable, nous devons tenir compte de l'emplacement des quartiers et des consommateurs ainsi que du relief.

Pour la zone (I) nous optons pour un réseau de distribution combiné .

5.3.5- Principe du tracé du réseau combiné :

- 1-Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- 2-Déterminer le sens principal de la distribution d'eau potable ;
- 3-Tracer les conduites principales en parallèle;
- 4-Relier les conduites principales par des conduites secondaires pour former des mailles;
- 5-Ajouter des ramifications à partir d'un nœud de manière à assurer l'alimentation des consommateurs éloignés.

Pour la zone (II) nous optons pour un réseau ramifié vue la dispersion des habitations .

5.3.6- Principe du tracé du réseau ramifié :

1- Repérer le chemin le plus favorable pour assurer une distribution en eau potable complète et projeter la conduite principale.

2-Repérer les plus grands consommateurs et tracer les conduites secondaires, puis faire les branchements tertiaires pour les particuliers.

5.4 Raisonnement hydraulique pour le calcul du system d'alimentation en eau potable à l'horizon 2035:

Le calcul hydraulique d'un réseau donne un résultat de la résolution d'un système d'équations algébriques préétabli au niveau des nœuds et des mailles de ce réseau par le moyen d'un outil numérique de résolution. Dans le plus part des cas, le recours aux méthodes classiques de résolution numérique pour étudier ces distributions au niveau des réseaux étendus et diversifiés est limité.

Un certain nombre d'approches numériques récentes est développé pour la résolution de ces systèmes tels que l'approche numérique hybride nœud-maille. Cette approche est utilisée par le logiciel de modélisation hydraulique EPANET 2 qui sera le support informatique au niveau de la partie expérimentale de notre travail.

5.4.1-Détermination des débits (routes et nodaux) : [4]

Pour cela nous devons :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon qui assure une distribution.
- Calculer le débit en route durant l'heure de pointe.
- Déterminer le débit spécifique.

Les cas de fonctionnement considérés pour notre étude sont :

- Cas de pointe (Q_p).
- Cas pointe plus incendie (Q_p+Q_{inc}).

D'après le Chapitre2 (estimation des besoins en eau potable), la consommation horaire de notre agglomération est comme suite :

Pour la zone (I) :

La pointe est entre 08h et 12 h, ce qui nous donne un débit de pointe de : $Q_{pte} = 379,7 \text{ m}^3/\text{h}$.

Avec : Q_{pte} = débit de pointe nécessaire à la consommation en eau potable.

Pour la zone(II) :

La pointe est entre 08h et 12 h ce qui nous donne un débit de pointe de : $Q_{pte} = 520,46 \text{ m}^3/\text{h}$.

a- Les débits en route :

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

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

Avec : Q_{cons} : Le débit consommé (heure de pointe) .

Q_{conc} : Débit concentré .

Pour la zone (I) :

Au nœud N°3 nous avons un débit concentré qui servira à alimenter la localité se trouvant en dehors des mailles.

Le débit de consommation en ce nœud représente 10% du débit de pointe total

Ce qui nous donnera $Q_{conc} = 10,547 \text{ l/s}$.

Nous trouvons donc $Q_{rte} = 105,47 - 10,574 = 94,923 \text{ l/s}$.

Pour la zone(II) :

Nous n'avons pas de débit concentré ce qui nous donne donc $Q_{rte} = 144,57 \text{ l/s}$

b- Le débit spécifique :

Pour le calcul nous admettons l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison nous

allons calculer le débit spécifique Q_{sp} qui est égal à $Q_{sp} = \frac{Q_r}{\sum l_i} \text{ (l/s/ml)}$ (5.01)

Avec : Q_r : Débit en route

$\sum l_i$: Somme des longueurs des tronçons.

-Pour la zone (I) : $\sum l_i = 8376,39$ m donc $Q_{sp} = 0,01133$ l/s/ml

-Pour la zone(II) : $\sum l_i = 13540,25$ m donc $Q_{sp} = 0,0107$ l/s/ml.

c -Les Débits nodaux :

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

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

Avec: Q_{ni} : le débit au nœud,

$\sum Q_{conc}$: La somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

Les débits du réseau de distribution de la ville d'Ouled Slama pour le cas de pointe sont donnés dans les deux tableaux (5.02-5.03) suivants et cela en fonction de la zone d'étude.

Tableau 5.02 : Récapitulatif des débits de la zone (I).

Heure de pointe (8h à12h)	Q consommation (l/s)	105,47
	Q concentré (l/s)	10,547
	Q routes (l/s)	94,923
	$\sum l_i$ (m)	8376,39
	qsp l/s/ml	0,01133

Tableau 5.03 : Récapitulatif des débits de la zone (II).

Heure de pointe (8h à12h)	Q consommation (l/s)	144,57
	Q concentré (l/s)	0
	Q routes (l/s)	144,57
	$\sum l_i$ (m)	13540,25
	qsp l/s/ml	0,0107

Les résultats de calcul en cas de pointe sont les suivants :

Tableau 5.04 : Calcul des débits routes et nœuds de la zone (I).

Nœud n°	Tronçon début-fin	Longueur m	Longueur équivalente (m)	qsp l/s/ml	Qr l/s	0.5 Qr l/s	Qc (l/s)	Qn l/s
1	1-2	346,34	398,29	0,01133	3,925	9,868	/	9,868
	1-6	729,66	839,11	0,01133	8,269			
	1-5	665,55	765,38	0,01133	7,542			
2	2-1	346,34	398,29	0,01133	3,925	3,522	/	3,522
	2-3	275,27	316,56	0,01133	3,119			
3	3-2	275,27	316,56	0,01133	3,119	2,261	10,547	12,808
	3-4	123,69	142,24	0,01133	1,402			
4	4-3	123,69	142,24	0,01133	1,402	3,226	/	3,226
	4-5	445,73	512,59	0,01133	5,051			
5	5-4	445,73	512,59	0,01133	5,051	9,494	/	9,494
	5-1	665,55	765,38	0,01133	7,542			
	5-7	564,37	649,03	0,01133	6,396			
6	6-1	729,66	839,11	0,01133	8,269	12,314	/	12,314
	6-7	798,68	918,48	0,01133	9,051			
	6-8	644,95	741,69	0,01133	7,309			
7	7-5	564,37	649,03	0,01133	6,396	11,010	/	11,010
	7-6	798,68	918,48	0,01133	9,051			
	7-9	775,05	891,31	0,01133	6,573			
8	8-6	644,95	741,69	0,01133	7,309	12,111	/	12,111
	8-9	843,88	970,46	0,01133	9,563			
	8-10	648,53	745,81	0,01133	7,349			
9	9-8	843,88	970,46	0,01133	9,563	12,406	/	12,406
	9-7	775,05	891,31	0,01133	6,573			
	9-12	765,88	880,76	0,01133	8,676			
10	10-8	648,53	745,81	0,01133	7,349	6,049	/	6,049
	10-11	419,98	482,98	0,01133	4,749			
11	11-10	419,98	482,98	0,01133	4,749	5,350	/	5,350
	11-12	525,03	603,78	0,01133	5,950			
12	12-11	525,03	603,78	0,01133	5,950	7,313	/	7,313
	12-9	765,88	880,76	0,01133	3,925			

Tableau 5.05: Calcul des débits routes et nodaux de la zone (II).

Nœud n°	Tronçon début- fin	Longueur m	Longueur équivalente (m)	qsp l/s/ml	Qr l/s	Qn l/s
1	1-2	544,67	398,29	0,0116	6,31	5,25
	1-3	361,9	839,11	0,0116	4,19	
2	2-1	544,67	765,38	0,0116	6,31	16,65
	2-4	574,85	398,29	0,0116	6,66	
	2-5	1754,91	316,56	0,0116	20,33	
3	3-1	361,9	316,56	0,0116	4,19	2,09
4	4-2	574,85	142,24	0,0116	6,66	3,33
5	5-6	503,11	142,24	0,0116	5,83	18,04
	5-2	1754,91	512,59	0,0116	20,33	
	5-9	856,94	512,59	0,0116	9,93	
6	6-5	503,11	765,38	0,0116	5,83	6,67
	6-7	552,83	649,03	0,0116	6,40	
	6-8	96,29	839,11	0,0116	1,12	
7	7-6	552,83	918,48	0,0116	6,40	3,20
8	8-6	96,29	741,69	0,0116	1,12	0,56
9	9-5	856,94	649,03	0,0116	9,93	16,36
	9-11	871,86	918,48	0,0116	10,10	
	9-10	1095,42	891,31	0,0116	12,69	
10	10-9	1095,42	741,69	0,0116	12,69	6,34
11	11-9	871,86	970,46	0,0116	10,10	18,23
	11-12	553,09	745,81	0,0116	6,41	
	11-14	605,79	970,46	0,0116	7,02	
	11-20	1116,38	891,31	0,0116	12,93	
12	12-11	553,09	880,76	0,0116	6,41	4,97
	12-13	304,55	745,81	0,0116	3,53	
13	13-12	304,55	482,98	0,0116	3,53	1,76
14	14-11	605,79	482,98	0,0116	7,02	8,99
	14-15	254,43	603,78	0,0116	2,95	
	14-16	692,66	603,78	0,0116	8,02	

Suite du tableau 5.05:

Nœud n°	Tronçon début- fin	Longueur m	Longueur équivalente (m)	qsp l/s/ml	Q(route) l/s	Q(nœud) l/s
15	15-14	254,43	292,59	0,0116	2,95	1,47
16	16-17	633,03	727,98	0,0116	7,33	8,86
	16-14	692,66	796,56	0,0116	8,02	
	16-18	203,75	234,31	0,0116	2,36	
17	17-16	633,03	727,98	0,0116	7,33	3,67
18	18-16	203,75	234,31	0,0116	2,36	3,60
	18-19	417,28	479,87	0,0116	4,83	
19	19-18	417,28	479,87	0,0116	4,83	2,42
20	20-11	1116,38	1283,84	0,0116	12,93	9,29
	20-21	487,13	560,20	0,0116	5,64	
21	21-20	487,13	560,20	0,0116	5,64	2,82

Remarque : La longueur équivalente est égale à 1,15 fois la longueur géométrique.

Pour le calcul en cas de pointe + incendie nous procédons de la même manière mais en affectant le débit d'incendie qui est égal à 17 l/s en un nœud sur le quel il devra être soutiré tout en sécurité, nous devons tenir compte de ces facteurs pour le choix de ce nœud :

- Du nombre de risque d'incendie, de la densité d'habitation , de la vocation de l'agglomération et de l'équipement des immeubles.

Pour la zone n°1 le nœud est (09) et pour la zone n°2 le nœud est (11).

5.4.2- Le calcul hydraulique : [1]

Nous savons que le calcul hydraulique se fait avec le débit de pointe pour cela nous devons satisfaire les conditions sur les vitesses et les pressions.

- *Condition sur la vitesse:*

La vitesse de l'eau dans les conduites de distribution varie entre 0,3 et 2 m/s .

-Les vitesses inférieures à 0.3 m/s favorisent les dépôts solides dans les canalisations qu'il sera parfois difficile d'évacuer.

-Les vitesses supérieures à 2 m/s permettent d'envisager des augmentations de consommation sans que l'utilisateur n'en souffre.

- *Condition sur la Pression:*

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes:

Une charge minimale de 3 m doit être prévue sur les orifices de puisage les plus élevés, en vue de la bonne tenue de la canalisation et des joints. Il faut éviter des pressions supérieures à 60m qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés, si néanmoins, de telles pressions devraient se manifester, il y aurait lieu, en vue de les diminuer: soit d'envisager une distribution étagée, soit de prévoir l'installation sur le réseau d'appareils réducteurs de pression.

- *Conditions spéciales d'incendie:*

Les canalisations alimentant les appareils d'incendie devront pouvoir fournir un débit minimal de 17 l/s. Les appareils hydrauliques utilisés par les pompiers sont soit des bouches d'incendie de (0,08 à 0,1 m), soit des poteaux d'incendie. Ces appareils doivent être espacés de 200 à 300 m les uns des autres et être répartis suivant l'importance des risques à défendre. Si le risque est faible l'écartement pourra être porté à 400 m. Cette condition est souvent difficile à satisfaire dans les petites agglomérations et oblige parfois à prévoir des diamètres surabondants pour les besoins normaux, en conséquence, la vitesse de l'eau, en distribution normale risque d'être faible dans certains tronçons.

a-Calcul hydraulique de la zone 1: [4]

Cette zone est caractérisée par un schéma de distribution type combiné. Nous allons dimensionner en premier lieu le réseau maillé, puis nous déterminerons la pression au point de la ramification.

Pour un réseau maillé, après le calcul des débits en route de tous les tronçons nous utilisons le débit fictif $Q_c = Q_t + 0,5 Q_t$, et nous répartissons ces débits aux nœuds du réseau.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes:

- 1^{ère} loi : en un nœud quelconque du réseau, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en partent.
- 2^{ème} loi : le long d'un parcours orienté et fermé (une maille), la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

La méthode de HARDY CROSS consiste tout d'abord à se fixer une répartition provisoire des débits ainsi qu'un sens d'écoulement dans tout le réseau, tout en respectant la 1^{ère} loi. Cette première répartition nous permet de choisir les diamètres, tout au moins provisoire.

Le réseau proposé est comme suit :

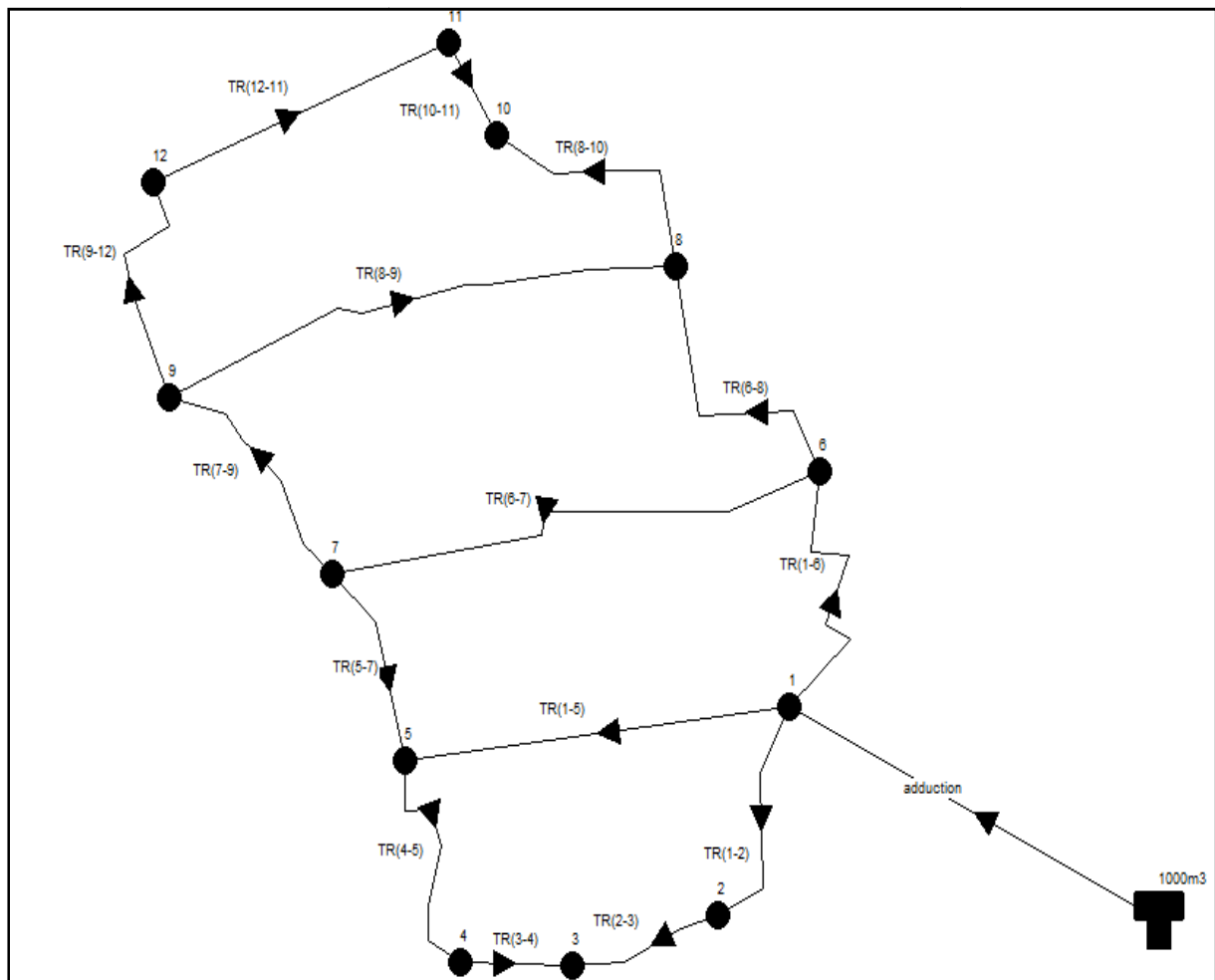


Figure 5.01: Schéma du réseau de distribution de la zone 1 .

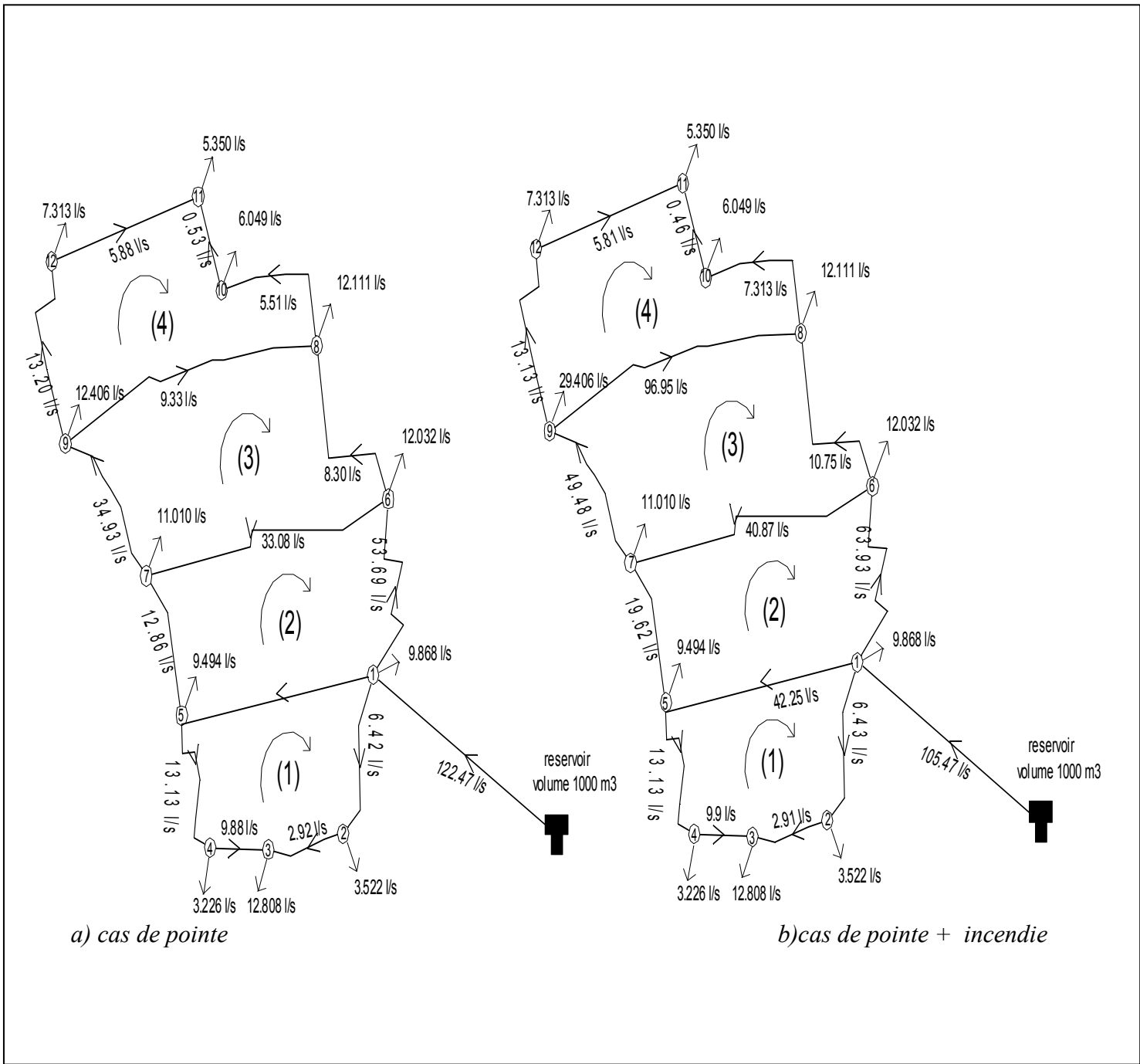


Figure 5.02 : Schéma de répartition arbitraire des débits du réseau de distribution (zone1) .

Nous allons déterminer les diamètres à partir des débits transités en cas de pointe. Pour ce fait nous devons utiliser la condition des vitesses limites en se référant à la table d'ABRAMOV se trouvant à l'annexe n° 04 .

Tableau 5.06: Détermination des diamètres.

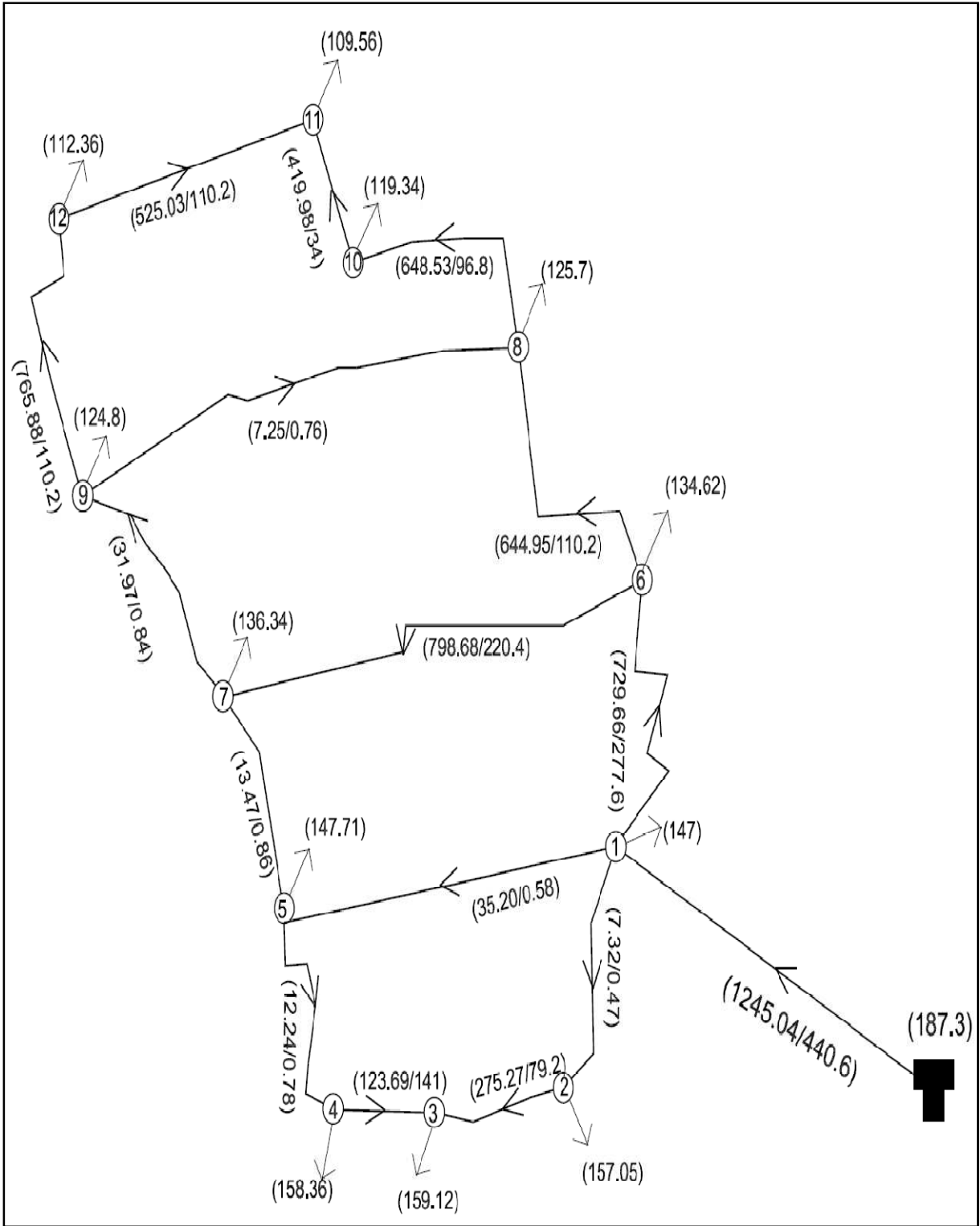
TR	Début	Fin	Q(l/s)	D _{int} (PEHD) (mm)	D _{ext} (PEHD) (mm)	V (m/s)
R-1	R	1	105,47	352,6	400	1,08
1-2	1	2	6,42	110,2	125	0,67
2-3	2	3	2,9	79,2	90	0,59
3-4	3	4	9,91	141	160	0,63
4-5	4	5	13,13	141	160	0,84
1-5	1	5	35,48	220,4	250	0,93
1-6	1	6	53,69	277,6	315	0,89
5-7	5	7	12,86	141	160	0,82
6-7	6	7	33,08	220,4	250	0,87
6-8	6	8	8,3	110,2	125	0,87
7-9	7	9	34,93	220,4	250	0,92
8-9	8	9	9,33	110,2	125	0,98
9-12	9	12	13,2	141	160	0,85
8-10	8	10	5,51	110,2	125	0,58
10-11	10	11	0,53	42,6	50	0,37
12-11	12	11	5,88	110,2	125	0,62

Tableau 5.07: Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe de la zone (1).

N° du tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)	ΔH (m)
Tuyau TR (1-2)	346,34	141	0,1	7,32	0,47	1,78	0,71
Tuyau TR (2-3)	275,27	79,2	0,1	3,8	0,77	9,32	2,95
Tuyau TR (3-4)	123,69	141	0,1	9,01	0,58	2,63	0,37
Tuyau TR (10-13)	564,37	141	0,1	13,48	0,86	5,61	3,64
Tuyau TR (1-5)	665,55	277,6	0,1	35,2	0,58	1,16	0,89
Tuyau TR (9-12)	765,58	110,2	0,1	12,31	1,29	16,45	14,48
Tuyau TR (12-11)	525,03	110,2	0,1	5	0,52	2,98	1,80
Tuyau TR (10-11)	419,1	34	0,1	0,35	0,38	7,8	3,76
Tuyau TR (7-9)	580,03	220,4	0,1	31,95	0,84	3,06	2,04
Tuyau TR (8-9)	843,88	110,2	0,1	7,23	0,76	6,01	5,83
Tuyau TR (8-10)	648,53	96,8	0,1	6,4	0,87	9,12	6,80
Tuyau TR (6-8)	644,95	110,2	0,1	11,28	1,18	13,88	10,29
Tuyau TR (6-7)	798,68	220,4	0,1	29,49	0,77	2,63	2,42
Tuyau TR (1-6)	729,66	277,6	0,1	53,08	0,88	2,52	2,11
Tuyau adduction	1245,04	440,6	0,1	105,47	0,69	0,91	1,25
Tuyau TR(4-5)	445,73	141	0,1	12,23	0,78	4,68	2,40

Tableau 5.08: Calcul hydraulique en cas de pointe de la zone (1).

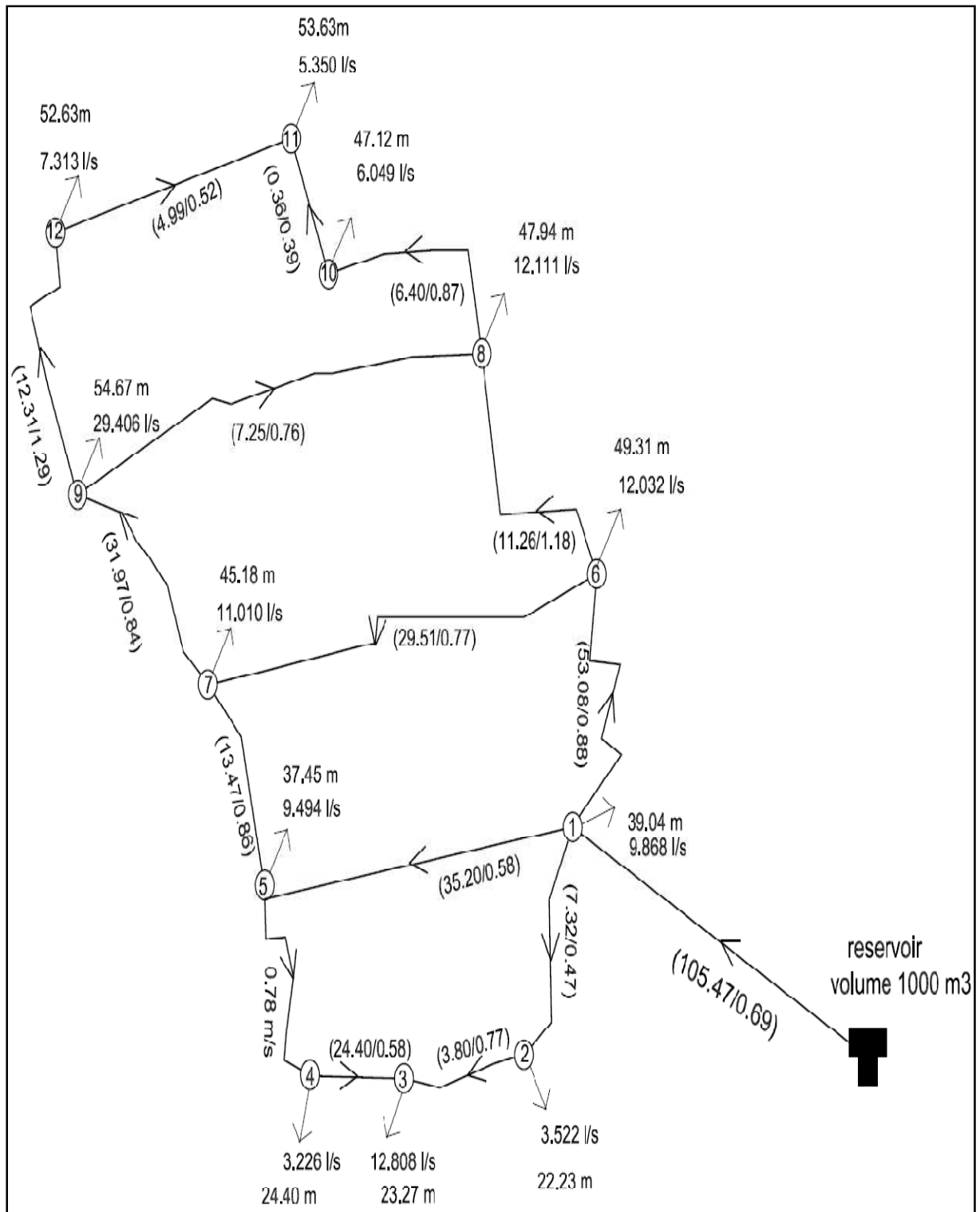
N° du nœud	Altitude (m)	Qn (l/s)	Charge (m)	Pression au sol (m)
Nœud 1	147	9,87	186,04	39,04
Nœud 2	157,05	3,52	185,33	28,28
Nœud 3	159,12	12,81	182,39	23,27
Nœud 4	158,36	3,23	182,76	24,4
Nœud 5	147,71	9,49	185,16	37,45
Nœud 6	134,62	12,31	183,93	49,31
Nœud 7	136,34	11,01	181,52	45,18
Nœud 8	125,7	12,11	173,64	47,94
Nœud 9	124,8	12,41	179,47	54,67
Nœud 12	112,36	7,31	164,99	52,63
Nœud 11	109,56	5,35	163,19	53,63
Nœud 10	119,34	6,05	166,46	47,12
Réservoir 100m3	187,3	105,47	187,3	Cote radier



① → (altitude m)

⊗ → ⊗
(longueur m / diamètre mm)

Figure 5.03 : Schéma de simulation de la zone (1) cas de pointe .



① → (débit au noeud (l/s)/pression au sol au noeud (m))

⊗ → ⊗ (débit transite(l/s)/vitesse m/s)

Figure 5.03-a : Schéma de simulation de la zone (1) cas de point (suite des détails).

Pour le cas pointe + incendie nous obtenons ces résultats

Tableau 5.09: Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe + incendie de la zone (1).

N° du tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)	ΔH (m)
Tuyau TR (1-2)	346,34	141	0,1	7,43	0,48	1,83	0,73
Tuyau TR (2-3)	275,27	79,2	0,1	3,91	0,79	9,83	3,11
Tuyau TR (3-4)	123,69	141	0,1	8,9	0,57	2,57	0,37
Tuyau TR (10-13)	564,37	141	0,1	18,17	1,16	9,92	6,44
Tuyau TR (1-5)	665,55	277,6	0,1	39,78	0,66	1,46	1,12
Tuyau TR (9-12)	765,58	110,2	0,1	12,24	1,28	16,26	14,32
Tuyau TR (12-11)	525,03	110,2	0,1	4,93	0,52	2,9	1,75
Tuyau TR (10-11)	419,1	34	0,1	0,42	0,46	11,17	5,38
Tuyau TR (7-9)	580,03	220,4	0,1	47,59	1,25	6,55	4,37
Tuyau TR (8-9)	843,88	110,2	0,1	5,94	0,62	4,16	4,04
Tuyau TR (8-10)	648,53	96,8	0,1	6,47	0,88	9,33	6,96
Tuyau TR (6-8)	644,95	110,2	0,1	12,64	1,33	17,28	12,82
Tuyau TR (6-7)	798,68	220,4	0,1	40,43	1,06	4,8	4,41
Tuyau TR (1-6)	729,66	277,6	0,1	65,39	1,08	3,75	3,15
Tuyau adduction	1245,04	440,6	0,1	122,47	0,8	1,21	1,73
Tuyau TR (4-5)	445,73	141	0,1	12,12	0,78	4,6	2,36

Tableau 5.10: Calcul hydraulique en cas de pointe+ incendie de la zone (1).

N° du nœud	Altitude (m)	Qn (l/s)	Charge (m)	Pression au sol (m)
Nœud 1	147	9,87	185,63	38,63
Nœud 2	157,05	3,52	184,9	27,85
Nœud 3	159,12	12,81	181,79	22,67
Nœud 4	158,36	3,23	182,16	23,8
Nœud 5	147,71	9,49	184,52	36,81
Nœud 6	134,62	12,31	182,49	47,87
Nœud 7	136,34	11,01	178,08	41,74
Nœud 8	125,7	12,11	169,67	43,97
Nœud 9	124,8	29,41	173,71	48,91
Nœud 12	112,36	7,31	159,4	47,04
Nœud 11	109,56	5,35	157,65	48,09
Nœud 10	119,34	6,05	162,33	42,99
Réservoir 100m3	187,3	122,47	187,3	Cote radier

Nous obtenons le schéma suivant

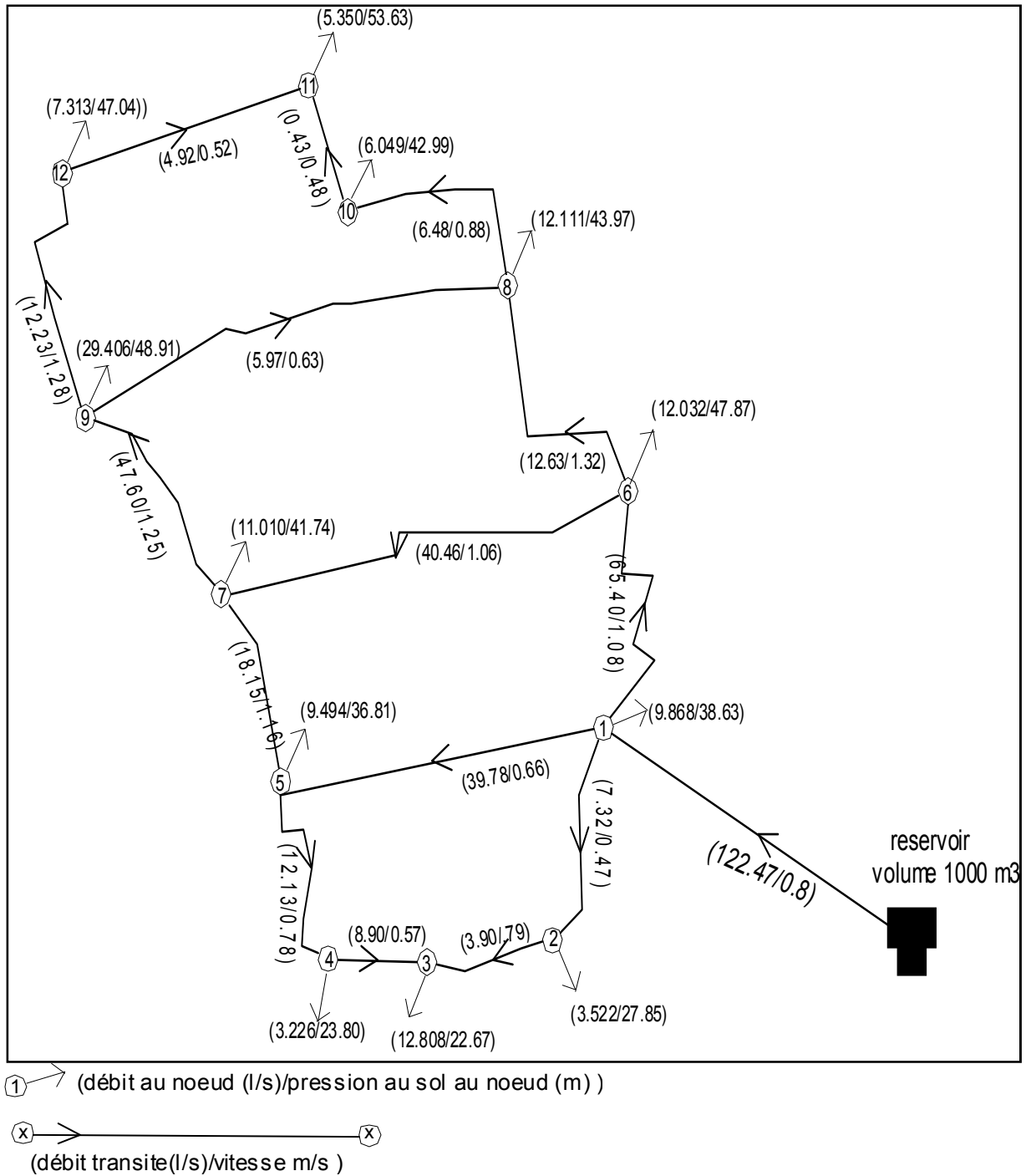


Figure 5.04 : Schéma de simulation de la zone (1) cas de pointe +incendie.

Pour le nœud 3 nous avons une ramification. Son dimensionnement se fait d'une manière simple .

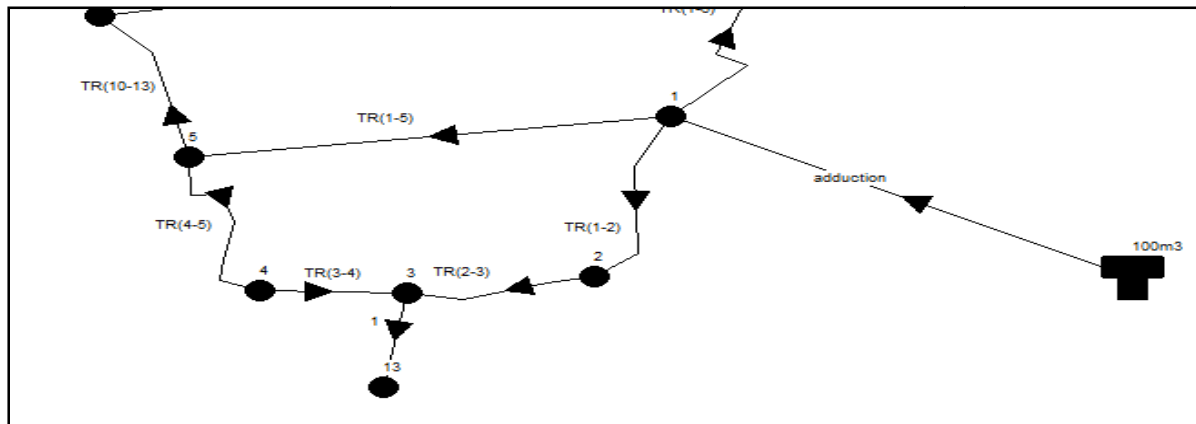


Figure 5.05 : Schéma montrant le nœud 13 de la zone (1) .

Connaissant la cote piézométrique au nœud 3 nous obtenons ces résultats

Tableau 5.11: Détermination de la pression au point 13 du réseau.

N° tronçon	3-13	3-13	3-13	3-13
Vitesse dans le tronçon (m/s)	0,34	0,34	0,34	0,34
Diametre du tronçon (mm)	141	141	141	141
Niveau d'eau dans le réservoir (m)	0	1	2	3
La pression au nœud 13 (m)	9,56	10,53	11,53	12,53

b-Calcul hydraulique de la zone 2: [4]

Pour le calcul du réseau ramifié, nous devons nous placer dans les hypothèses les plus défavorables. Ces conditions se produisent lorsque les robinets de prise ouverts sont situés le plus en aval possible . Donc le calcul du réseau ramifié se fait en partant de l'extrémité aval du réseau et en remontant de proche en proche jusqu'au réservoir .

Les données de départ sont :

- Longueurs des tronçons du réseau déterminées en fonction des plans d'urbanisme.
- Les débits en chaque point de la conduite principale et des branchements.
- Le débit de distribution continue.

- Pour notre étude nous avons la cote du réservoir et les longueurs des tronçons .
- Si la cote piézométrique est donné en tête du réseau le calcul de la ligne principale se fait comme suite :

-La cote piézométrique au point (19) sera.

$$C_{p19} = C_{t19} + [H]_{\text{libre}}.$$

C_{p19} : cote piézométrique au point (19).

C_{t19} : cote du terrain au point (19).

$[H]_{\text{libre}}$: colonne d'eau libre imposée.

Ce qui nous donne la perte de charge totale sur la ligne principale : $\sum \Delta H = C_r - (C_{t19} + H_1)$

La pente moyenne hydraulique sera $J_{\text{moy}} = \frac{\sum \Delta H}{\sum l_i}$

Où $\sum l_i$: somme des longueurs des tronçons formant la canalisation principale

Nous pouvons écrire $\Delta H = A \cdot L \cdot Q^2$

Avec : A résistance par mètre linéaire .

La pente moyenne sera $J_{\text{moy}} = A_i \cdot Q_i^2 = \frac{Q_i^2}{K_i^2}$

-À chaque valeur de K_i correspond un diamètre D. Nous devons choisir les diamètres qui permettent d'écouler le débit de consommation avec des vitesses favorables .

-Nous devons calculer la perte de charge avec Q_c puis le calcul de la charge hydraulique en chaque nœud ce qui nous donne la pression .

-Nous avons choisit pour notre étude le nœud (19) comme étant le plus défavorable et qui est incluse dans la canalisation principale.

-Avant nous devons déterminer les débits de dimensionnement qui sont utilisés pour la détermination des pertes de charge. Les calculs sont représentées dans le tableau (5.12) suivant.

Tableau 5.12: Les débits de dimensionnement pour le cas de pointe.

Tronçon	Qdim(l/s)	Tronçon	Qdim(l/s)
19-18	2,66	9-10	6,98
18-16	6,13	9-5	89,27
16-17	4,03	6-8	0,62
14-16	18,93	6-7	3,52
14-15	1,623	5-6	10,73
11-14	29,35	2-5	118,27
21-20	3,10	2-4	3,66
11-20	12,75	1-2	137,5
13-12	1,95	3-1	2,30
12-11	7,06	R-1	144,57
11-9	66,58		

Tableau 5.13 : Les diamètres pour le cas de pointe.

tronçon	Longueur (m)	I _{moy}	Q(m ³ /s)	A _i	D(m)	DN(m)	I(m/ml)	ΔH(m)	v(m/s)
r-1	510,18	0,00841	0,14457	0,258	0,316	0,3526	0,0049731	2,54	1,48
1-2	544,67	0,00841	0,1375	0,282	0,310	0,3526	0,0045508	2,48	1,41
2-5	1754,91	0,00841	0,11827	0,368	0,293	0,3526	0,0034856	6,12	1,21
5-9	856,94	0,00841	0,08927	0,605	0,264	0,2776	0,0066356	5,69	1,47
9-11	871,86	0,00841	0,06658	1,017	0,237	0,2204	0,0118807	10,36	1,74
11-14	605,79	0,00841	0,02935	4,336	0,175	0,1762	0,0081143	4,92	1,20
14-16	692,66	0,00841	0,01893	9,424	0,148	0,1762	0,0037337	2,59	0,78
16-18	203,75	0,00841	0,00613	69,341	0,098	0,0968	0,0088563	1,80	0,83
18-19	417,28	0,00841	0,00266	303,917	0,072	0,0792	0,0052667	2,20	0,54

Les résultats de simulation de la zone 2 avec modification des diamètres sont obtenus dans les tableaux (5.14) et (5.15).

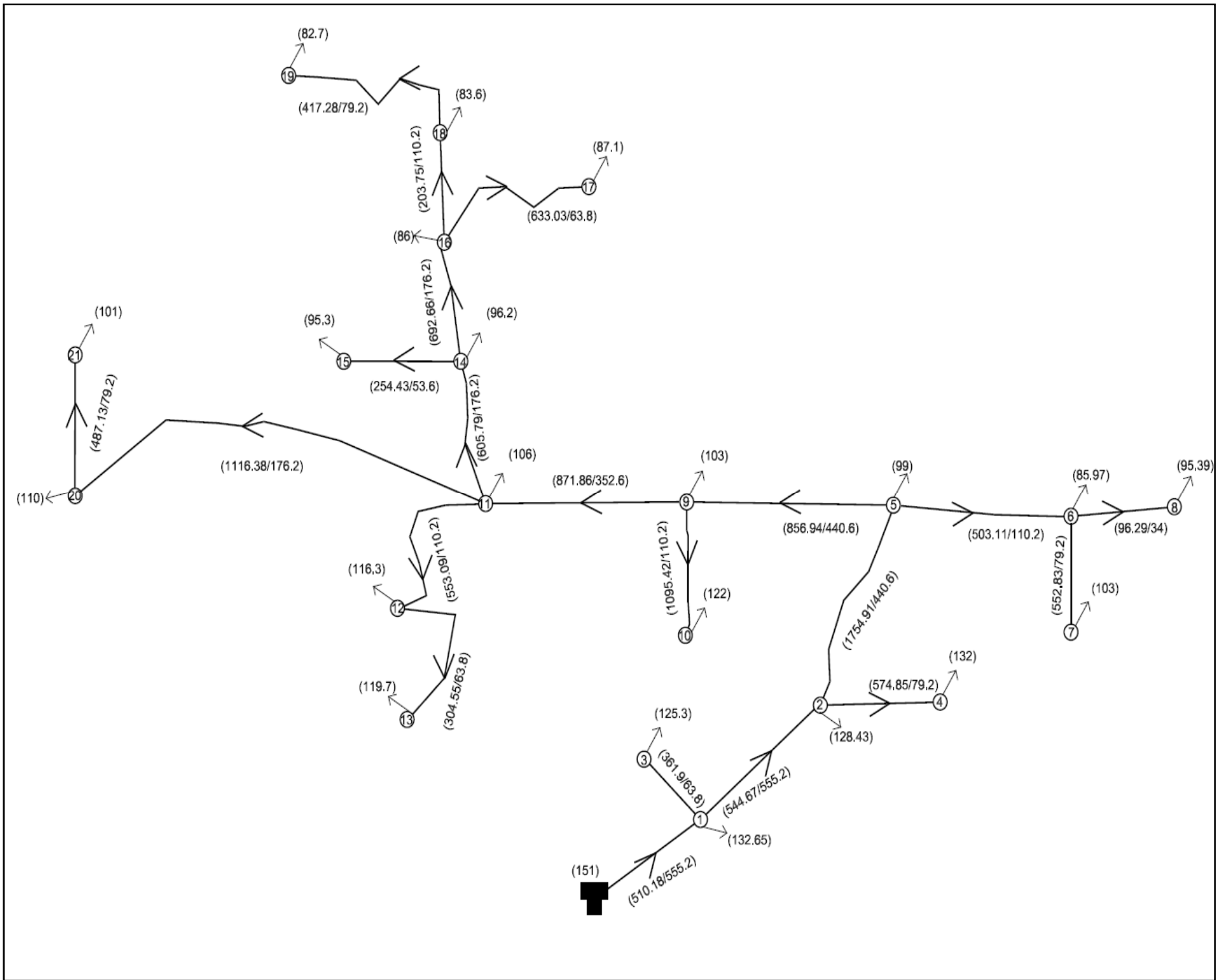
Tableau 5.14 : Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe de la zone (2).

N° du tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. m/km	$\Delta H(m)$
Tuyau TR(1-2)	544,67	555,2	0,1	137,23	0,57	0,47	0,29
Tuyau TR(1-3)	361,9	63,8	0,1	2,09	0,65	8,99	3,74
Tuyau TR(2-4)	574,85	79,2	0,1	3,33	0,68	7,28	4,81
Tuyau TR(2-5)	1754,91	440,6	0,1	117,25	0,77	1,12	2,26
Tuyau TR(6-8)	96,29	34	0,1	0,56	0,62	18,05	2,00
Tuyau TR(6-7)	552,83	79,2	0,1	3,2	0,65	6,76	4,30
Tuyau TR(5-9)	856,94	440,6	0,1	88,78	0,58	0,66	0,65
Tuyau TR(9-10)	1095,42	110,2	0,1	6,34	0,66	4,66	5,87
Tuyau TR(11-12)	553,09	110,2	0,1	6,73	0,71	5,22	3,32
Tuyau TR(12-13)	304,55	63,8	0,1	1,76	0,55	6,52	2,28
Tuyau TR(11-14)	605,79	176,2	0,1	29,01	1,19	7,87	5,48
Tuyau TR(14-15)	254,43	53,6	0,1	1,47	0,65	11,14	3,26
Tuyau TR(14-16)	692,66	176,2	0,1	18,55	0,76	3,36	2,68
Tuyau TR(16-17)	633,03	63,8	0,1	3,67	1,15	26,1	19,00
Tuyau TR(18-19)	417,28	79,2	0,1	2,42	0,49	4,01	1,92
Tuyau TR(20-21)	487,13	79,2	0,1	2,82	0,57	5,33	2,99
Tuyau TR(11-20)	1116,38	176,2	0,1	12,11	0,5	1,51	1,94
Tuyau TR(16-18)	203,75	110,2	0,1	6,02	0,63	4,23	0,99
Tuyau TR(9-11)	871,86	352,6	0,1	66,08	0,68	1,15	1,15
Tuyau TR(6-5)	503,11	110,2	0,1	-10,43	1,09	11,98	6,93
Tuyau adduction	510,18	555,2	0,1	144,7	0,60	0,52	0,29

Tableau 5.15 : Calcul hydraulique en cas de pointe de la zone (2).

N° du nœud	Altitude (m)	Qn (l/s)	Charge (m)	Pression au sol (m)
Nœud 1	132,65	5,25	150,73	18,08
Nœud 2	128,43	16,65	150,47	22,04
Nœud 3	125,3	2,09	147,48	22,18
Nœud 4	132	3,33	146,29	14,29
Nœud 5	99	18,04	148,51	49,51
Nœud 6	95,97	6,67	142,48	46,51
Nœud 8	95,39	0,56	140,74	45,35
Nœud 7	103	3,2	138,75	35,75
Nœud 9	103,2	16,36	147,95	44,75
Nœud 10	122	6,34	142,84	20,84
Nœud 11	106	18,23	146,94	40,94
Nœud 12	116,3	4,97	144,06	27,76
Nœud 13	119,7	1,76	142,07	22,37
Nœud 14	96,2	8,99	142,17	45,97
Nœud 15	95,3	1,47	139,34	44,04
Nœud 16	86	8,86	139,85	53,85
Nœud 17	87,1	3,67	123,33	36,23
Nœud 18	83,6	3,6	138,99	55,39
Nœud 19	82,7	2,42	137,31	54,61
Nœud 20	110	9,29	145,26	35,26
Nœud 21	101	2,82	142,67	41,67
Réservoir 22	151	144,57	151	Cote radier

Nous obtenons les schémas suivants de simulation figure 5.06 :



① → (altitude m)
 (x) → (longueur m /diametre mm)

Figure 5.06: Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe .

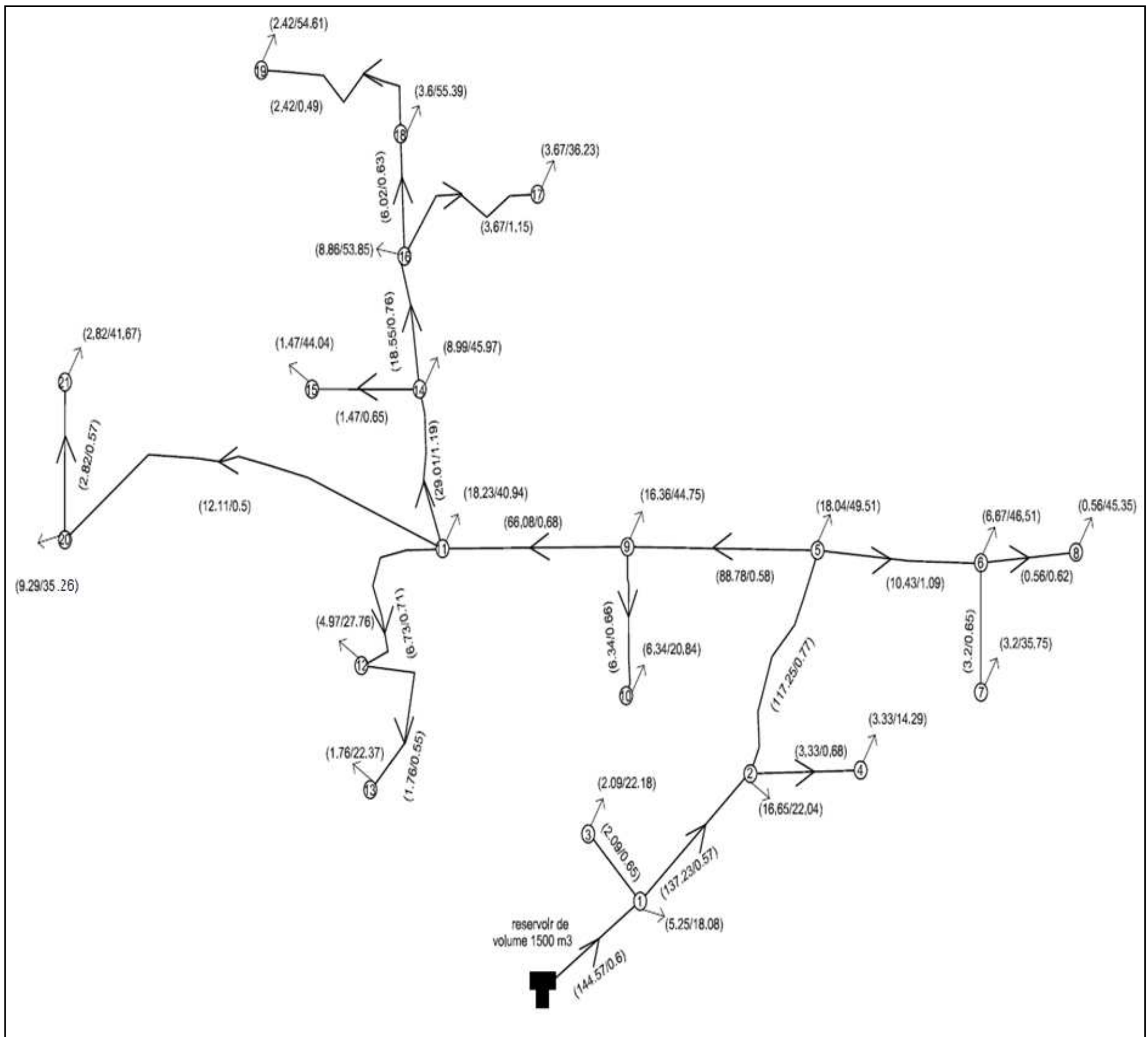


Figure 5.06-a :Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe (suite des détails).

Pour le cas de pointe + incendie nous obtenons ces résultats :

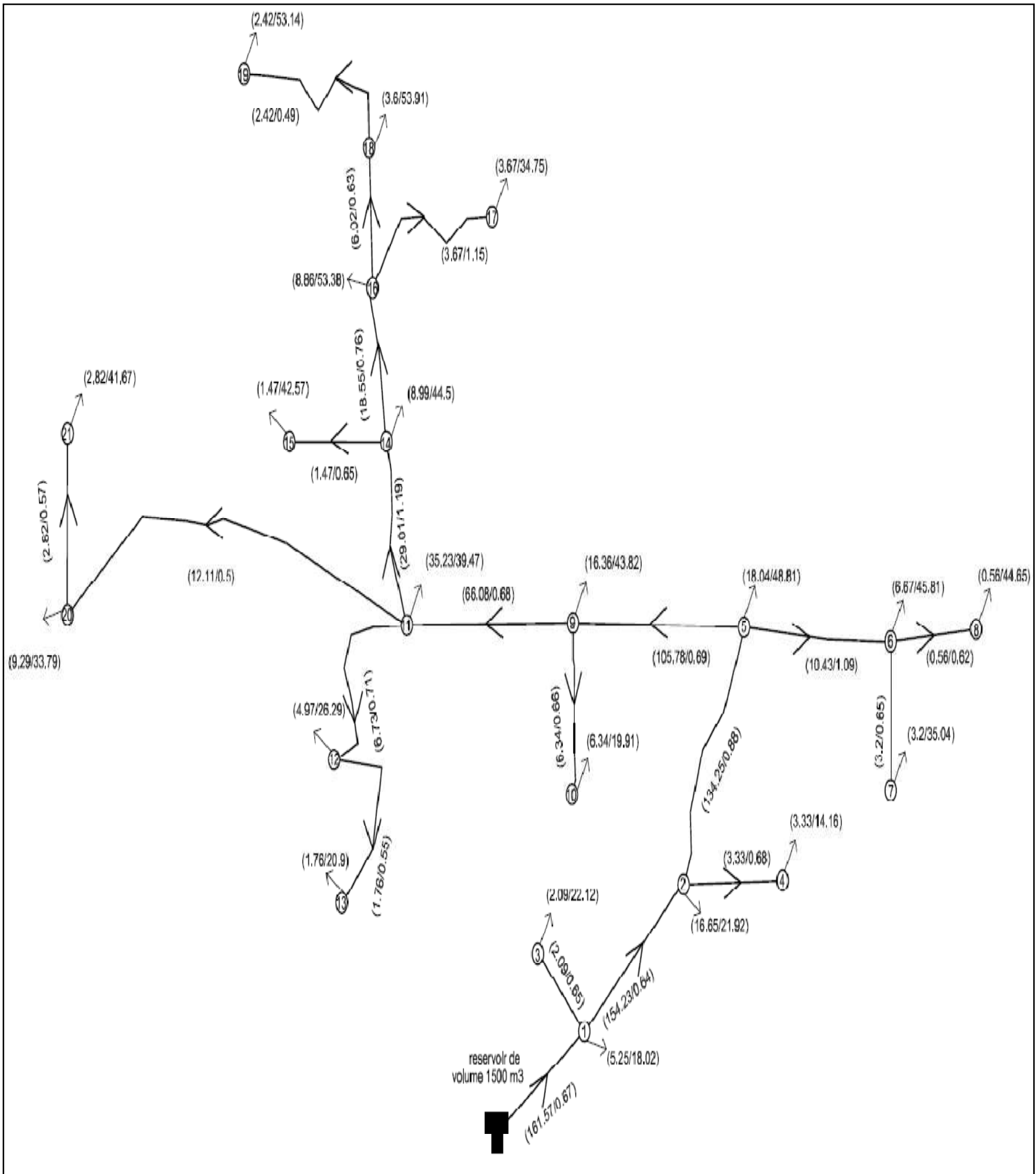
Tableau 5.16: Paramètres hydrauliques du réseau en cas de pointe+incendie de la zone (2).

N° du tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. m/km	$\Delta H(m)$
Tuyau TR(1-2)	544,67	555,2	0,1	154,23	0,64	0,59	0,37
Tuyau TR(1-3)	361,9	63,8	0,1	2,09	0,65	8,99	3,74
Tuyau TR(2-4)	574,85	79,2	0,1	3,33	0,68	7,28	4,81
Tuyau TR(2-5)	1754,91	440,6	0,1	134,25	0,88	1,45	2,93
Tuyau TR(6-8)	96,29	34	0,1	0,56	0,62	18,05	2,00
Tuyau TR(6-7)	552,83	79,2	0,1	3,2	0,65	6,76	4,30
Tuyau TR(5-9)	856,94	440,6	0,1	105,78	0,69	0,92	0,91
Tuyau TR(9-10)	1095,42	110,2	0,1	6,34	0,66	4,66	5,87
Tuyau TR(11-12)	553,09	110,2	0,1	6,73	0,71	5,22	3,32
Tuyau TR(12-13)	304,55	63,8	0,1	1,76	0,55	6,52	2,28
Tuyau TR(11-14)	605,79	176,2	0,1	29,01	1,19	7,87	5,48
Tuyau TR(14-15)	254,43	53,6	0,1	1,47	0,65	11,14	3,26
Tuyau TR(14-16)	692,66	176,2	0,1	18,55	0,76	3,36	2,68
Tuyau TR(16-17)	633,03	63,8	0,1	3,67	1,15	26,1	19,00
Tuyau TR(18-19)	417,28	79,2	0,1	2,42	0,49	4,01	1,92
Tuyau TR(20-21)	487,13	79,2	0,1	2,82	0,57	5,33	2,99
Tuyau TR(11-20)	1116,38	176,2	0,1	12,11	0,5	1,51	1,94
Tuyau TR(16-18)	203,75	110,2	0,1	6,02	0,63	4,23	0,99
Tuyau TR(9-11)	871,86	352,6	0,1	83,08	0,85	1,78	1,78
Tuyau TR(6-5)	503,11	110,2	0,1	10,43	1,09	11,98	6,93
Tuyau adduction	510,18	555,2	0,1	161,57	0,67	0,65	0,36

Tableau 5.17: Calcul hydraulique en cas de pointe +incendie de la zone (2).

ID Nœud	Altitude m	Demande Base LPS	Demande LPS	Charge m	Pression m
Nœud 1	132,65	5,25	5,25	150,67	18,02
Nœud 2	128,43	16,65	16,65	150,35	21,92
Nœud 3	125,3	2,09	2,09	147,42	22,12
Nœud 4	132	3,33	3,33	146,16	14,16
Nœud 5	99	18,04	18,04	147,81	48,81
Nœud 6	95,97	6,67	6,67	141,78	45,81
Nœud 8	95,39	0,56	0,56	140,04	44,65
Nœud 7	103	3,2	3,2	138,04	35,04
Nœud 9	103,2	16,36	16,36	147,02	43,82
Nœud 10	122	6,34	6,34	141,91	19,91
Nœud 11	106	35,23	35,23	145,47	39,47
Nœud 12	116,3	4,97	4,97	142,59	26,29
Nœud 13	119,7	1,76	1,76	140,6	20,9
Nœud 14	96,2	8,99	8,99	140,7	44,5
Nœud 15	95,3	1,47	1,47	137,87	42,57
Nœud 16	86	8,86	8,86	138,38	52,38
Nœud 17	87,1	3,67	3,67	121,85	34,75
Nœud 18	83,6	3,6	3,6	137,51	53,91
Nœud 19	82,7	2,42	2,42	135,84	53,14
Nœud 20	110	9,29	9,29	143,79	33,79
Nœud 21	101	2,82	2,82	141,19	40,19

nous obtenons cette figure de simulation 5.07



① → (débit au noeud (l/s)/pression au sol au noeud (m))

⊗ → ⊗ (débit transite(l/s)/vitesse m/s)

Figure 5.07: Schéma de simulation de la zone (2) cas de pointe +incendie .

5.5 Accessoires du réseau de distribution : [1]

Le long des canalisations formant le réseau projeté, différents organes accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et assurer les débits.
- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.

Les appareils qui sont utilisés pour notre réseau de distribution sont les suivants :

- Les robinets vannes : Ce sont des appareils de sectionnement leur rôle est de permettre l'isolement des tronçons du réseau de distribution lors de leur réparation et permettent aussi la régularisation des débits.
- Poteaux d'incendie : Ils doivent être raccordés sur des conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s et une pression de 1 bar.
- Les cônes (Réduction) : Permettent le raccordement des conduites ayant des diamètres différents, ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes et d'autre accessoires.
- Les Tés et les croix : Permettent le raccordement des canalisations secondaires à la canalisation principale.
- Les coudes : Ce sont des pièces utilisées dans le cas de changement de la direction
- Robinets de décharge : Ce sont des appareils que l'on place au niveau des points bas de la conduite en vue de vider celle-ci, dans le but d'éliminer les dépôts qui se sont formés ou dans le cas de réparation.
- Les compteurs : Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.
- les réducteurs de pression: Ils permettent de réduire la pression automatiquement .

5.6- Conclusion :

A travers ce chapitre , nous avons dimensionné le réseau de distribution . Comparativement au réseau existant , les pressions et les débits obtenues sont nettement plus meilleurs que ceux donnés par le réseau déjà existant . Durant le tracé , nous avons obtenue 04 mailles pour la zone (1) et un réseau ramifié pour la zone (2) . Nous avons constater également que les vitesses obtenus , sont suffisantes et répondent à la fourchette accepté en hydraulique urbaine .

Chapitre -6-

**IMPLANTATION DE NOUVEAUX FORAGES POUR
L'HORIZON DE
2035**

6.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons identifier la présence d'une nappe d'eau souterraine le plus près possible du lieu d'utilisation et de stockage de l'eau pour combler le déficit en matière de débit d'eau potable déjà calculé au chapitre n°2 (estimation des besoins en eau potable). Le but de ce chapitre consiste à analyser d'abord le régime des nappes puis évaluer le nombre de forages appelés à satisfaire les besoins en eau à l'horizon de calcul.

6.2 Critère pour le choix du site d'implantation du forage :

Avant tout projet d'implantation de forages, nous devons connaître le type des réservoirs formant la zone d'étude, les formations du terrain, les critères géophysiques et socio-économiques, que nous définissons comme suit :

a- Les réservoirs de la plaine de la Mitidja :

L'étude géologique montre que la plaine de la Mitidja, l'Atlas Blidéen, constitue trois réservoirs : les alluvions quaternaires et grès de mio-pliocène et les formations d'âge crétacé. La commune de Ouled Slama repose sur un relief doux implanté sur la plaine de Mitidja. Cette région est marquée par une importante sédimentation, déposée sur des puissantes formations schisteuses et calcaires.

b-Formations du terrain :

La description lithologique permet d'apprécier les caractéristiques hydrogéologiques des principales formations géologiques de la zone d'étude qui est constituée de deux ensembles physiques : la plaine de la Mitidja et l'Atlas Blidéen qui couvrent la frange Sud de la wilaya qui fait partie de l'Atlas Tellien. Nous distinguons :

- des terrains à perméabilité très faible: pas de nappe souterraine (marnes, argiles).
- des terrains à perméabilité moyenne (schistes, sables, graviers..); les ressources en eau sont variables.
- des terrains à perméabilité élevée (calcaire, alluvions): les ressources en eau sont généralement importantes.

Notre zone d'étude appartient à un système aquifère appelé la plaine d'effondrement de la Mitidja qui est formée par une alternance d'argiles et de graviers caractérisée par une perméabilité généralement élevée.

c-Critère géophysique :

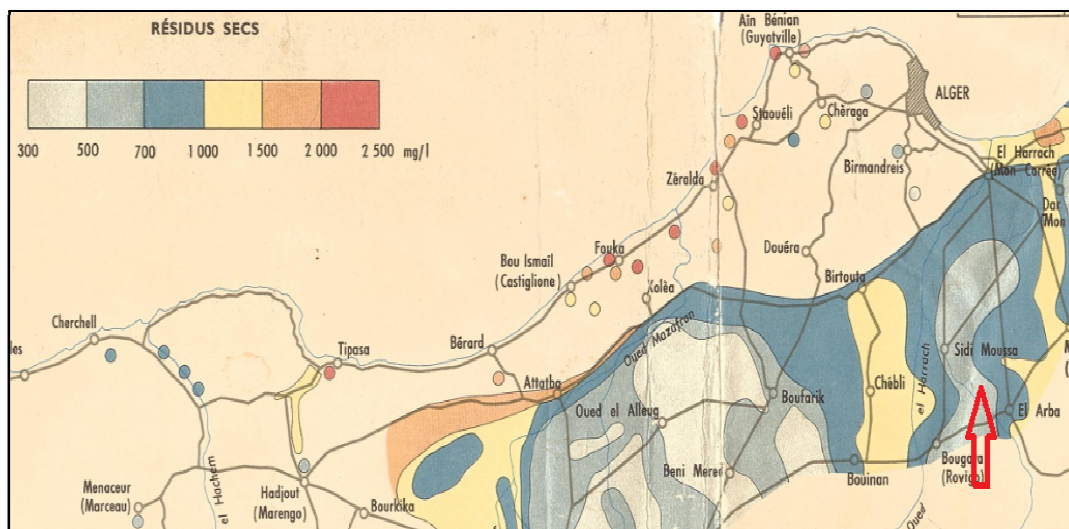
Nous devons nous baser sur la coupe géo-électrique qui est établie à partir des sondages électriques. La connaissance de cette coupe nous permet de localiser les zones de bonne résistivité, donc là où les formations sont aptes à nous fournir le débit proposé.

d-Critère socio-économique:

Le choix du point d'implantation doit tenir compte de la topographie du terrain et des infrastructures existantes telles les routes les lignes électriques et les pistes d'accès.

6.3 Qualité physico-chimique des eaux souterraines de la région d'étude :

Comme le montre la carte des résidus secs, la qualité de cette eau est assez bonne en effet les eaux sont relativement douces et peu chargées en sels minéraux. Le résidu sec varie de 500 à 1000 mg/l. La carte donne seulement des résidus secs de la nappe des alluvions et elle ne tient pas compte des ouvrages captant l'astien. Comme le montre la figure (6.01) suivante :



➡ Zone d'étude

Figure 6.01: L'hydrochimie des eaux souterraines de la région d'étude .

Source (ANRH BLIDA)

L'analyse physico-chimique a donnée les résultats du tableau (6.01).

Tableau 6.01: Caractéristique physico-chimique de l'eau à capté .

paramétré	résultats	paramétré	résultats	paramétré	résultats
turbidité	0.7 NTU	Chlore résiduel	0 mg/l	Sodium	0 mg/l
Oxygène dissous	0 mg/l	Extrait sec	570 mg/l	potassium	0 mg/l
ph	6.67	Dureté totale	520 mg/l	alcalinité	462.5 mg/l
température	16.7°C	calcium	290.5 mg/l	chlorures	71 mg/l
Conductivité	1007µS/cm	magnésium	229.5 mg/l	sulfates	143.25 mg/l
nitrites	1.1 mg/l	nitrite	0.03	MO	0.6 mg/l
phosphates	<0.01 mg/l	ammonium	0.1 mg/l		

cette eau peut être consommé car elle répond au normes de consommation.

6.4 Les risques de pollution de la nappe :

Les résultats d'analyse des différentes campagnes dénotent que durant ces deux dernières décennies, les problèmes de contamination des eaux souterraines de la nappe de la Mitidja occidentale ont été perçus comme préoccupants. L'intensification des activités agricoles et industrielles ainsi que la surexploitation des réserves souterraines sont à l'origine de ces phénomènes de pollution. Nous déduisons de la figure (6.02) que notre zone d'étude a un degré de vulnérabilité moyenne.

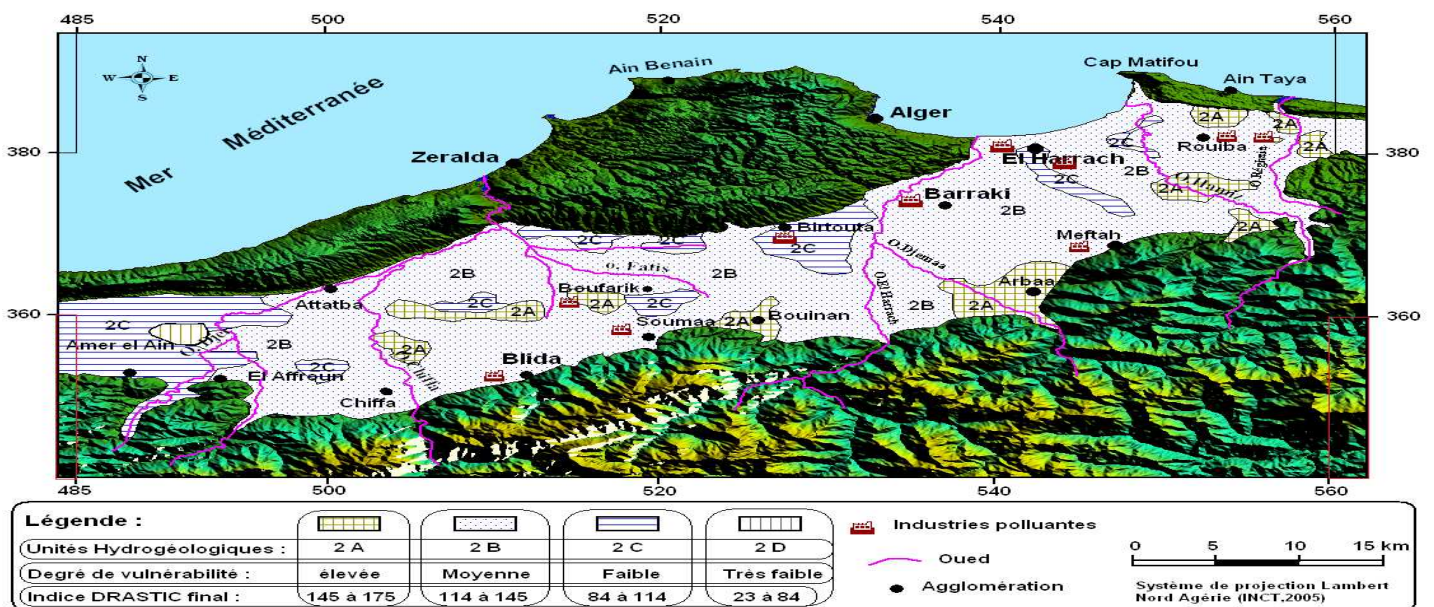


Figure 6.02: Carte des risques de pollution de la nappe alluviale de la Mitidja.

Source (ANRH BLIDA)

6.5 L'implantation de forages :

Un ou plusieurs forages sont nécessaires afin de combler les besoins de la population au futur . Pour déterminer la zone adéquate, nous prenons en compte plusieurs facteurs dont :

- La disponibilité de la ressource et la proximité de la zone.
- La qualité et la quantité.

Afin de délimiter la zone d'implantation nous prenons en considération :

- La disponibilité de la ressource et l'épaisseur du réservoir .
- La profondeur de la nappe et les conditions hydrodynamiques.

La combinaison des cartes de résistance transversale, la carte piézométrique et celle de la vulnérabilité à la pollution nous ont permis de conclure les sites favorables à une implantation de forages ou de champs de captage .

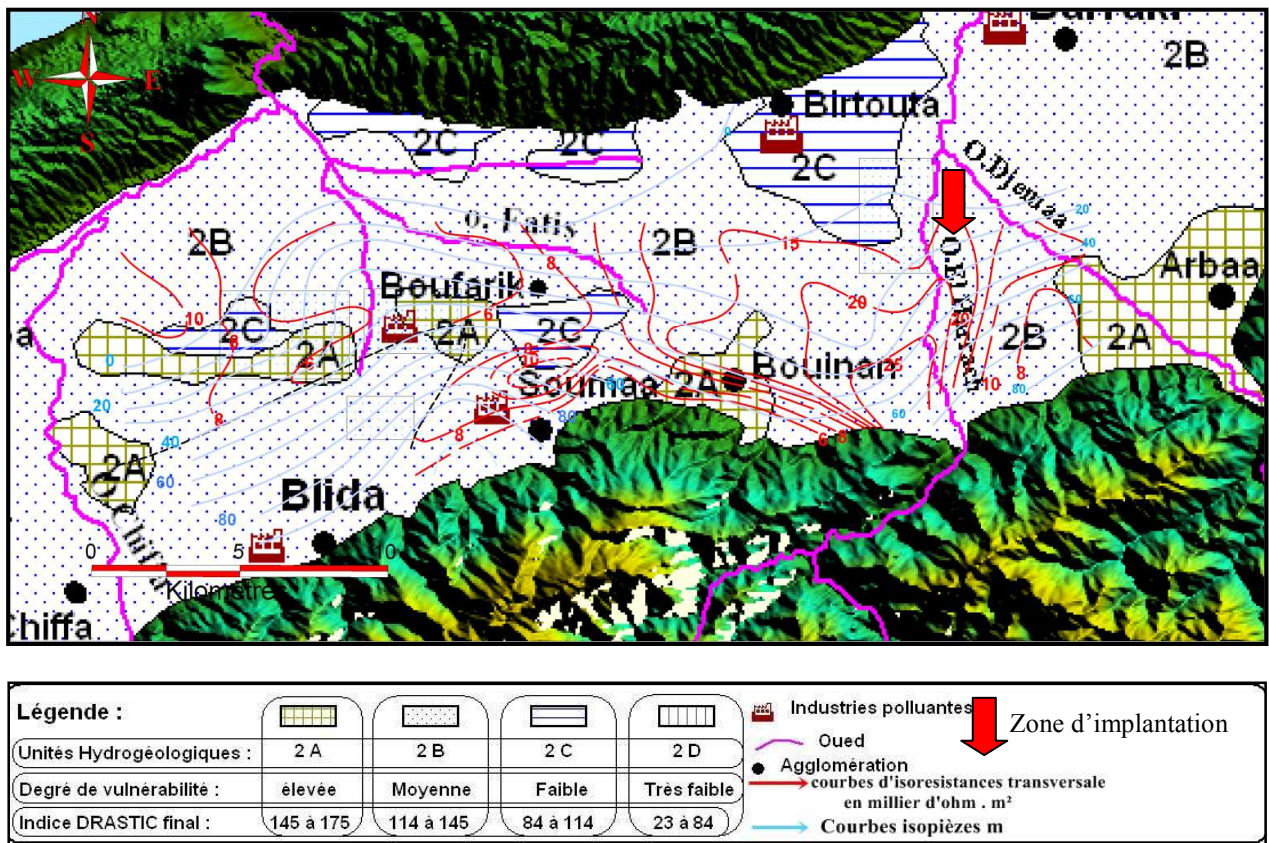


Figure 6.03: Carte de localisation des champs d'implantation.

Source (ANRH BLIDA)

6.5.1-Le choix de variante de l'emplacement et du nombre de forage :

- Variante n°1:

Dans notre zone d'étude nous avons constaté qu'au Douar Merakchi des forages de reconnaissance ont été réalisés malgré la bonne perméabilité du terrain. La nappe détectée est de type nappe perchante. Ce type de nappe ne va pas être utilisé pour notre projet car le débit pouvant être exploité fait sujet de puits domestiques. Pour ce fait nous rejetons cette variante .

-Variante n°2:

En utilisant la carte des ressources en eau souterraine, nous constatons que la région d'Ouled Slama se situe dans une zone où le mode d'exploitation de l'aquifère varie entre (10-100 m³/h) le débit augmente tout en se dirigeant vers le nord, comme le montre la figure 6.04

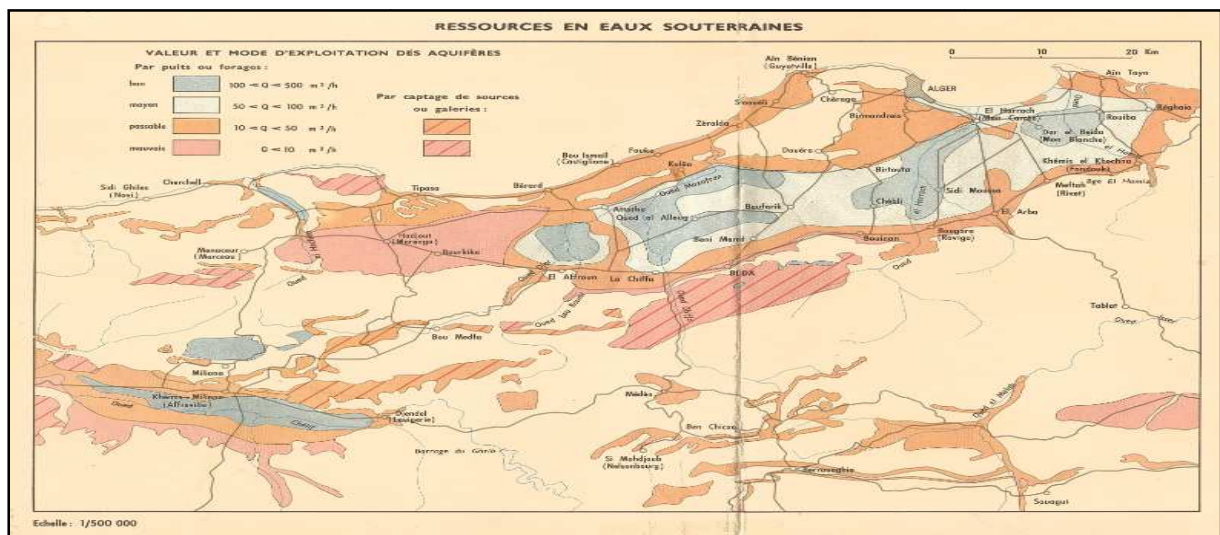


Figure 6.04 : Carte des ressources en eau souterraines.

Source (ANRH BLIDA)

❖ Variante n°2-a :

Pour cette variante nous prenons la zone où nous avons une production variant de (10-50 m³/h) . La distance par rapport à la route (Bougara - L'arbaa) est entre 1 à 2 km. Nous avons un déficit de 72,7 l/s. Le nombre de forages est calculé par la formule (6.01) comme suite :

$$nf = Qt/qf \dots\dots\dots (6.01)$$

Avec : q_f : Le débit que peut produire un seul forage.

Q_t : Le débit que nous devons exploiter (total).

Ce qui va nous donner le tableau 6.02 suivant :

Tableau 6.02: Nombre de forages (variante 2-a):

Débit de production l/s	Nombre de forages
2,78	27
13,88	6

De ce tableau nous optons pour un nombre minimum qui serait de 6 forages produisant 13,88 l/s chacun.

❖ Variante n°2-b :

Dans cette variante nous prenons la zone où nous avons une production variant de (50-100 m³/h) , la distance ici varie entre 2 à 5 km. Pour le calcul nous obtenons le tableau (6.03) ci-dessous :

Tableau 6.03: Détermination du nombre de forages (variante 2-b):

Débit de production l/s	Nombre de forages
13.88	6
27.77	3

Comme nous pouvons le remarquer, cette variante nous a donné 3 forages qui nous produisent le débit ciblé, donc c'est ce que nous choisirons .Mais comme nous avons une influence de résistance des niveaux dans la nappe nous projetons un quatrième forage de même débit pour avoir une remontée de la nappe lors de l'avarie de mise en marche .

❖ Variante n°2-c :

La géophysique du terrain montre que notre aquifère ciblée peut être exploitée de manière à minimiser le nombre de forages et cela en exploitant les deux nappes au même temps, (la nappe libre et la nappe captive) ce qui nous obligera à augmenter la profondeur de forage et à avoir une bonne foreuse. Cette variante peut être une solution pour notre problème. Mais nous

ne pouvons pas capter un débit important que d'un seul forage pour la bonne sécurité du fonctionnement.

Nous récapitulons toutes les variantes dans le tableau (6.04) suivant:

Tableau 6.04 : Choix de variante finale :

La variante	Variante n°1	Variante n°2		
		a	b	c
Choix	rejetée	rejetée	Choisie	rejetée

Comme le montre le tableau nous avons choisi la variante 2-b qui nous produit notre débit.

Notre zone d'étude se caractérise par la coupe (Y7-Y8-Y9-Y10-Y11) passant par la plaine de Mitidja .Nos forages vont capter les formations di-quaternaires avec une résistivité de (50 ohm .m) comme le montre la figure n°(6.05) suivante :

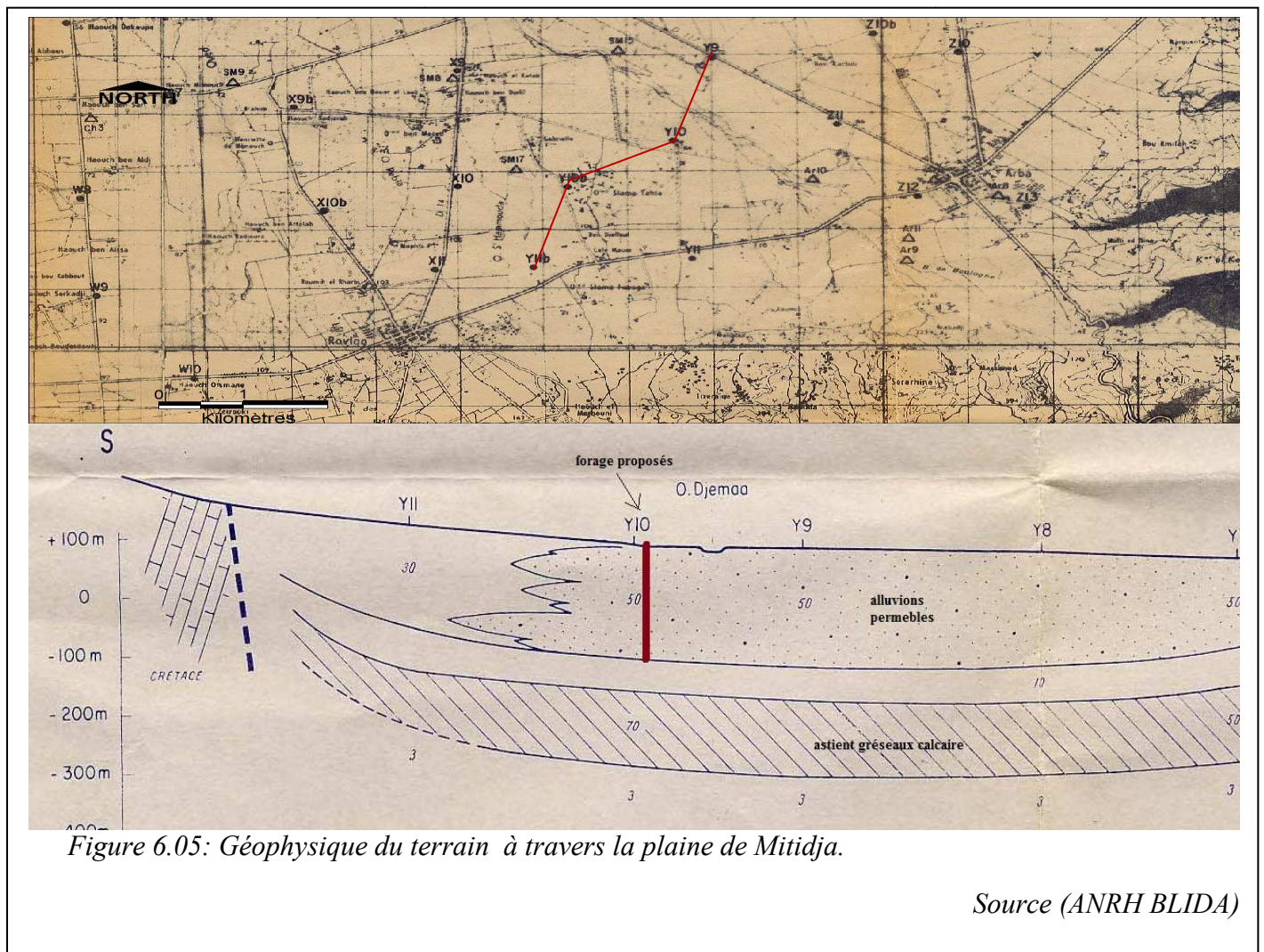


Figure 6.05: Géophysique du terrain à travers la plaine de Mitidja.

Source (ANRH BLIDA)

Le champ de captage que nous proposons se compose de 3 forages (F6 -F7-F8-F9) de 200 m de profondeur se situant à la rive gauche de l'oued djemaa et espacé d'un rayon variant de 329 à 460 m ,leurs coordonnées UTM sont comme suit:

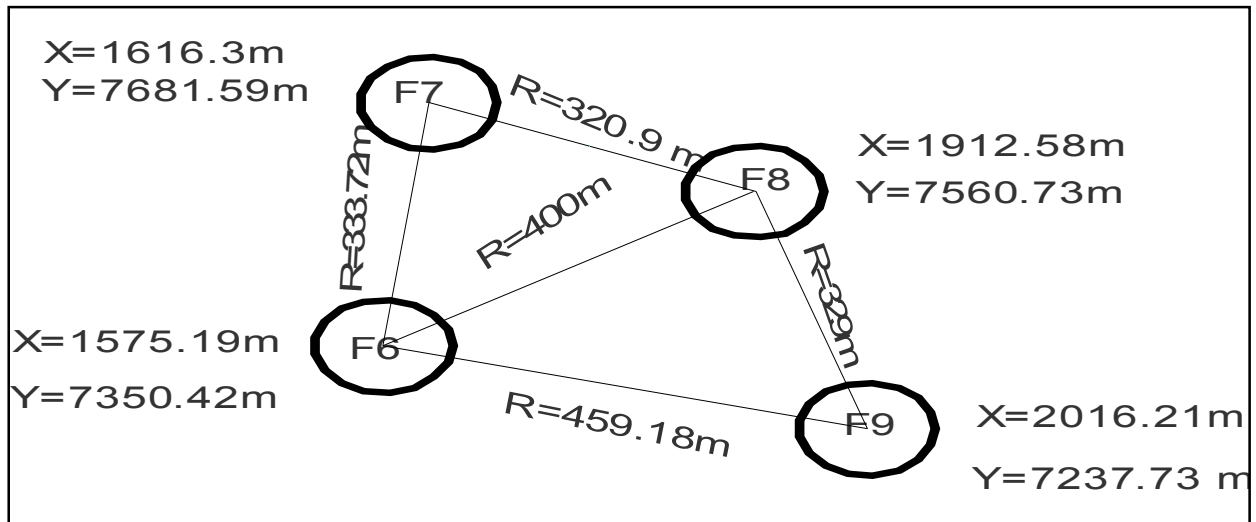


Figure 6.06: Le champ de captage choisit.

6.5.2- Programme de réalisation :

Le programme se résume dans de tableau (6.05) suivant:

Tableau 6.05:Le programme de réalisation des forages à l'horizon 2035 .

Opération	Forage (F6-F7-F8-F9)
Réalisation d'un avant trou de 24 " et pose d'un tube de 20" avec cimentation	0-20m
Forage de reconnaissance en 8 ^{1/2} " avec prélèvement d'échantillon chaque mètre linéaire	20-250m
Enregistrement des diagraphies (polarisation spontanée, gamma ray, petite et grande normale et caliper)	20-250m
Alésage successif en 12 ^{1/4} " 17 ^{1/2} " et en 19"	0-250m
Colonne de captage TNRS en 12 ^{1/4} "	20-250m
Pose d'un massif filtrant de nature siliceuse et arrondie	0-250m
Lavage à l'hexamétaphosphate (la quantité sera définie ultérieurement)	26 m ³
Développement à l'air lift jusqu'à l'obtention de l'eau claire	36h
Essais de pompage par palier afin de permettre l'équipement adéquat du forage (champ de pompage, puissance de la pompe, et débit d'exploitation critique)	3h

6.6 Conclusion :

Après élaboration de ce chapitre nous avons repéré le champs de captage qui nous garantit le bon approvisionnement en eau potable , mais vu le risque faible pollution de la nappe, donc nous sommes dans l'obligation de prendre une mesure de sécurité pour les consommateurs, qui risquent de recevoir une eau légèrement contaminée. Pour éviter ce problème nous procédons à une chloration de l'eau captée . Cette action sera réalisée au niveau du réservoir R de volume 500 m^3 à l'aide d'un procédé de javellisation réglé en fonction du degré de pollution détectée .

Chapitre -7-

ETUDE DE POMPAGE ET ADDUCTION

7.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier la partie pompage et la partie adduction à l'horizon 2035, à savoir:

- l'adduction reliant entre la station de pompage et les réservoirs de distribution (R1-R2) de volume 1500 et 1000 m³ respectivement .
- L'adduction reliant entre les forages (f6-f7-f8-f9) et la bêche de reprise de volume 500 m³ .

7.2 Dimensionnement de l'adduction en refoulement reliant la station de pompage aux réservoirs de distribution (R1-R2) de volume 1000 m³ et 1500 m³ : [4]

Pour bien dimensionner cette adduction nous devons bien choisir son tracé puis déterminer les diamètres économiques .

7.2.1-Etude du choix du tracé :

Pour le choix du tracé de la conduite de refoulement nous sommes dans l'obligation de respecter les conditions suivantes :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes .
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible.
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression.
- Éviter la traversée des forêts, bois et zones marécageuses .
- Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

le schéma choisi pour l'adduction reliant la station de pompage et les réservoir de distribution est représenté dans la figure (7.01) suivante:

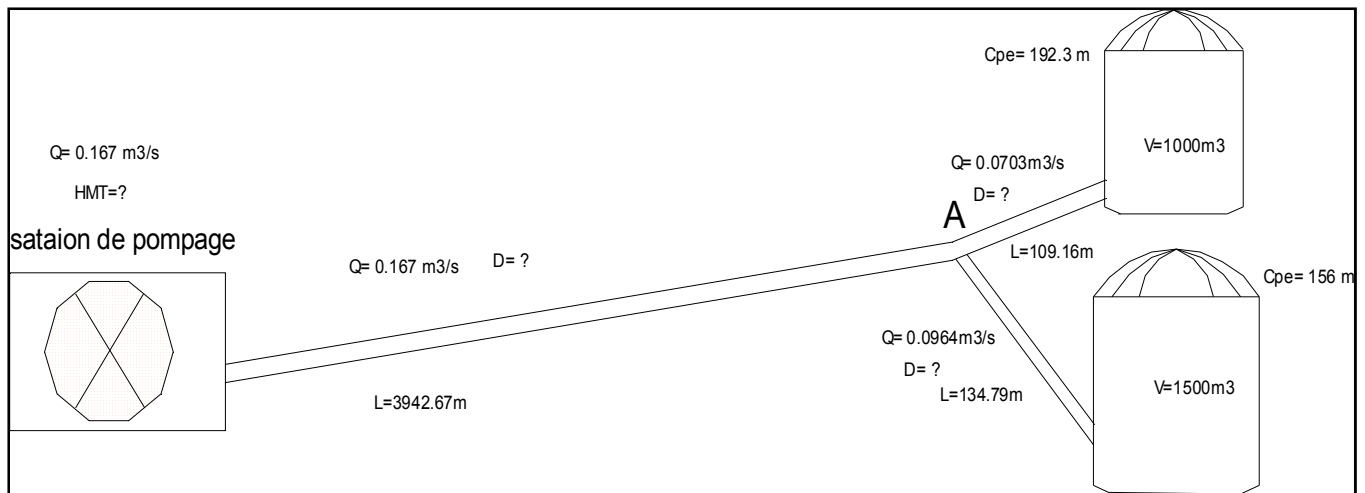


Figure 7.01: Schéma de l'adduction reliant la station de pompage aux réservoirs de distribution .

7.2.2- Détermination des diamètres économiques :

a- conduite reliant le point (A) au réservoir de volume 1000m³ (Zone1):

Comme nous pouvons le remarqué notre adduction doit être dimensionnée de manière économique .Nous procédons pour le dimensionnement comme suit:

La notion du diamètre économique s'introduit dans le cas d'un écoulement par refoulement (par pompage). ce diamètre peut se calculer par plusieurs formules :

Comme nous pouvons le voir notre adduction est de type ramifié ce qui va nécessiter l'utilisation de la formule (7.01) suivante :

$$D_{ec} = E \frac{1}{\alpha+m} \cdot Q \frac{1+\beta}{\alpha+m} \cdot C_j \frac{\beta}{\alpha+m} \dots\dots\dots(7.01)$$

Avec :

Cj = Qp1/ Qt dont Qt le débit qui transite dans la conduite principale et Qp1 le débit de la conduite secondaire .

E : un facteur économique, donné par la formule (7.02) suivante:

$$E = 10 \cdot M \cdot \sigma \cdot \gamma \dots\dots\dots (7.02)$$

Avec :

M: facteur tenant compte des matériaux de la canalisation, les valeurs de M sont tirées du tableau (7.01) comme suite:

Tableau n°(7.01): Valeurs de M en fonction du type du matériau.

Tuyau	M
Acier	0,92
Fonte	0,43
Amiante ciment	0,24
plastique	0,13

Pour notre cas nous prenons M=0.13

γ : Coefficient dépendant de l'irrégularité de la consommation et le régime du travail de la station de pompage .Ce coefficient est donné par la formule (7.03) comme suit :

$$\gamma = \frac{1}{(K_0.K_j.K_h)^1} \dots\dots\dots(7.03)$$

k_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau. $k_0 = 1,03$ à $1,04$.

k_j : Coefficient de variation journalière de la consommation. $K_j = 1,1$ à $1,3$.

k_h : Coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation pour notre cas nous avons $K_h = 1.5$.

$$\gamma = \frac{1}{(1,5.1,03.1,2)^1} = 0.54$$

σ : Prix du KWh aux heures de pointe (d'après l'ADE) il est de 2,71DA/kWh,

Ce qui nous donnera E= 3,67

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement .

m : Exposant tenant compte du type du matériau .

Ces valeurs sont tirées du tableau (7.02) suivant :

Tableau 7.02: Les valeurs de K, m et β .

Tuyau	K	m	β
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

α : Coefficient tenant compte du lien : investissement – diamètre tel que nous l'avons dans le tableau (7.03) :

Tableau 7.03 : Les valeurs de α, a et b .

Tuyau	α	a	b
Acier	1,4	53	6,9
Fonte	1,6	107	8,4
A .ciment	1,95	78	11,0
Plastique	1,95	157	9,00

Dans notre cas nous avons pris : $\alpha = 1,95$; $\beta = 1,77$; $m = 4,774$

Ce qui donne :

$$\text{Déc.} = E^{0.15} \cdot Q^{0.41} \cdot C_j^{0.26}$$

Pour le tronçon partant du point A vers le réservoir R1 de volume 1000 m³ nous obtenons

$$\text{Dec} = 344 \text{ mm.}$$

Nous allons normaliser, en utilisant la gamme des diametre de PEHD PN16 nous choisirons Dec = 327.4 mm qui nous donne une vitesse de 0.84 m/s.

Nous devons calculer la perte de charge dans ce tronçon pour connaitre la cote piézométrique au point de jonction(A).

En tenonant compte de la valeur de béta et de m du tableau 7.02 alors la perte de charge ΔH sera donnée par la relation (7.04) de Darcy W.

$$\Delta H = \frac{8 \lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \dots\dots\dots (7.04)$$

Le coefficient de frottement λ est évalué par la formule (7.05) de Nikuradse :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \dots\dots\dots (7.05)$$

L : Longueur de la conduite, pour notre cas L= 109,16m

ε : La rugosité Nous prenons pour les nouvelles conduites $\varepsilon = 0,1\text{mm}$

Nous trouvant $\lambda=0,0152$

Ce qui nous donnera $\Delta H = 0.18\text{m}$

Comme nous avons des singularités au niveau de cette conduite, la perte de charge totale sera

$\Delta H_t = 1.1\Delta H$ ce qui nous donne $\Delta H_t = 0.2\text{m}$

La cote piézométrique au point A est comme suit :

$$C p(A) = C_{pe} + \Delta H_t$$

Avec :

C_{pe} : cote du plan d'eau au niveau du réservoir R1 de volume 1000 m^3 . Dans notre cas ,elle est de 192,3m. Ce qui nous donnera:

$$C p(A) = 192,3 + 0,546 = 192,23\text{m}$$

Connaissant cette valeur nous pourrions déterminer le diamètre de la conduite arrivant au réservoir de volume 1500 m^3 .

b- Conduite reliant le point A au réservoir de volume 1500 m^3 :

La longueur de la conduite est de 134.79m et la cote du plan d'eau est de 156m et le débit est de $0.0964 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$C p(A) = C_{pe(2)} + \Delta H_t(2)$$

Avec :

$C_{pe(2)}$: la cote du plan du réservoir R2 de volume 1500m^3 .

$\Delta H_t(2)$: la perte de charge au niveau de la canalisation reliant le point A au réservoir R2.

Nous obtenons $\Delta H_t(2) = 192,845 - 156 = 36,23\text{m}$.

Le diamètre correspondant à cette valeur est de $D = 131\text{mm}$. Il est trouvé en utilisant la formule (7.04) nous normalisons à DN=163,6 mm de manière à assurer la pression mais ce

que nous constatons c'est que ce diamètre nous donne un débordement au niveau du réservoir pour cela nous allons faire deux diamètres en série de manière à conserver nos conditions aux limites .

$$D1 < DN < D2 \text{ avec : } 130,8 \text{ mm} < DN < 163,6 \text{ mm.}$$

Nous procédons comme suite en utilisant la formule (7.04).

$$36,23 \text{ m} = Q^2 \left(\frac{\lambda_1 X}{0,130,8^5} + \frac{\lambda_2 (134,79 - X)}{0,1636^5} \right), \text{ avec } Q \text{ le débit qui arrive au réservoir de volume } 1500 \text{ m}^3.$$

Nous obtenons ces résultats:

$$\lambda_1 = 0,019 \text{ pour le diamètre } 130,8 \text{ mm.}$$

$$\lambda_2 = 0,018 \text{ pour le diamètre } 136,6 \text{ mm.}$$

Ce qui nous donne une valeur de $x=77,32\text{m}$ avec un diamètre de 130,8 mm.

Et nous aurons un diamètre de 136,6 mm pour une longueur de 57,47 mm.

c-Dimensionnement de la conduite principale (station de pompage- point A):

$$\text{Nous avons : } HMT = H_g + \sum h_p$$

Le diamètre économique est déterminé par la formule (1) mais nous prenons $C_j=1$

$$\text{Nous aurons : } Dec = (1,48)^{0,15} \cdot (0,167)^{0,41} \text{ donc } Dec = 0,509 \text{ mm} .$$

Nous normalisons à une valeur de 515,6 mm ce qui nous diminue la perte de charge donc la HMT de la pompe. Pour ce diamètre la vitesse d'écoulement est de $v=0,8\text{m/s}$ car le débit transitant dans cette adduction est de 167 l/s .

7.3 Dimensionnement de la pompe de la station de pompage:

7.3.1-Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT) de la pompe :

Nous avons une aspiration à partir d'une bache dans ces cas la majorité des temps nous avons la station de pompage qui est installée en charge nous allons débiter notre dimensionnement puis nous déduirons l'installation finale de la pompe.

Il ya une charge positive mais dans le calcul suivant cette pression va être considérée comme étant nulle . Cela influera sur le dimensionnement des pompes mais c'est une marge de sécurité pour notre adduction. Car les dimensions du réservoir d'air seront réduites et l'adduction sera bien plus protégée .

Nous avons une longueur de 3942.67m, donc la longueur équivalente est de 4534,07m

Pour ce diamètre nous avons : $\lambda = 0,014$

Ce qui nous donne : $\Delta H_t = 3,84 \text{ m}$.

$H_g = C_{pe}$ (du réservoir R1)-cote d'aspiration de la station de pompage.

En utilisant la formule (7.05) nous obtenons:

$$\Delta H_t = \frac{8 \times 0,014 \times 4534,07 \times (0,167)^2}{\pi^2 g (0,5156)^5} = 3,49 \text{ m}$$

$H_g = 192,03 - 82 = 110,03 \text{ m}$.

donc : $H_g = 110,03 \text{ m}$.

- dimensionnement de la conduite d'aspiration :

Nous avons une longueur de la conduite d'aspiration qui est de 5.5 m

La vitesse doit être inférieure à 1,5 m/s nous aurons $DN = 409,2 \text{ mm}$ qui nous donne $V = 1,27 \text{ m/s}$

Ce qui nous donne: $\Delta H = 0,0146 \text{ m}$.

donc : $\Delta H_t = 0,016 \text{ m}$.

Et par conséquent une hauteur manométrique totale de 114m est un débit de 167 l/s.

7.3.2-Détermination du nombre et du type des pompes.

Notre station de pompage est dimensionnée avec un débit de 167 l/s, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure ce débit.

Notre choix est basé sur le nombre, et le type des pompes à utiliser.

❖ Les critères à respecter dans le choix sont :

-Nombre minimal de pompes.

-Rendement plus important.

-NPSH requis minimum.

-Puissance absorbée minimale

-Vitesse de rotation la plus importante .

Pour effectuer ce choix nous avons utilisé le logiciel Caprari, les résultats sont représentés dans le tableau (7.04).

Tableau 7.04 : Choix du nombre et du type de pompe.

n	Q appelé (l/s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	η %	Vitesse (tr/min)	N ^{bre} d'étage	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Fréquence (HZ)
1	167	114	-	-	-	-	-	-	-
2	82,5	112	PM 150/4A	72,7	1450	4	114	3,13	50
3	55,7	114	PM125/2F	74,4	2900	2	84,3	4,43	50
4	41,8	114	PM150/E1	64,3	1450	E(1)	64,3	0,102	50

Nous optons pour trois pompes en parallèle à axe horizontale monocellulaire plus une pompe de secours (PM 125/2F) . Cette variante satisfait nos conditions.

Le schéma représentatif de la pompe se trouve dans la planche n°08.

Les courbes caractéristiques de cette pompe sont représentées dans la figure (7.02) comme suit:

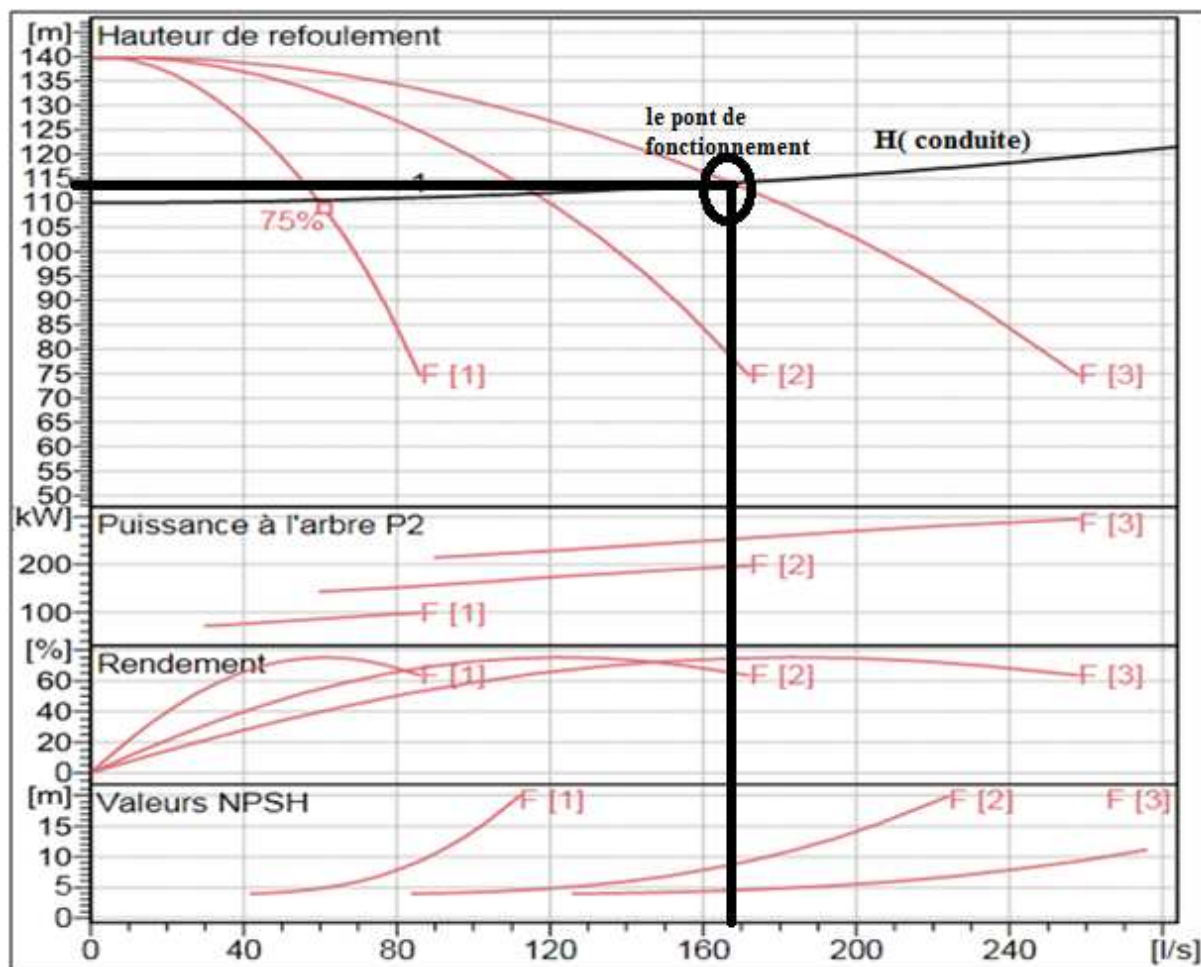


Figure 7.02 : Les courbes caractéristiques de la pompe.

7.3.3-Détermination de la courbe caractéristique de la conduite :

Pour la détermination nous devons faire des calculs dont les résultats sont dans le tableau(7.05) suivant:

Tableau 7.05: Détermination de Hc.

n	Q(l/s)	3Q(l/s)	Hg(m)	Lref(m)	Dec(mm)	λ	$\Delta H(m)$	$\Delta H_t(m)$	HMT(m)	Hc (m)
1	0	0	110,03	3942,67	515,6	0,014	0	0	0	110,03
2	30	90	110,03	3942,67	515,6	0,014	1,014	1,12	110,03	111,15
3	60	180	110,03	3942,67	515,6	0,014	4,055	4,46	110,15	114,49
4	90	270	110,03	3942,67	515,6	0,014	9,12	10,04	110,53	120,07
5	120	360	110,03	3942,67	515,6	0,014	16,22	17,84	111,15	127,87
6	150	450	110,03	3942,67	515,6	0,014	25,35	27,88	112,01	137,91
7	167	501	110,03	3942,67	515,6	0,014	31,42	34,56	114	144,59

Le point de fonctionnement est représenté dans la figure (7.02).

7.3.4-Réglage de la pompe :

Nous avons obtenu une pompe qui nous donne un débit d'apport Q_a qui est égal au débit demandé Q_d donc on n'a pas besoin de réglage.

7.3.5-Dimensionnement des équipements de la pompe:

a-Choix de nombre de collecteur d'aspiration et leur dimensionnement :

Le nombre de collecteurs d'aspiration est égal au nombre des pompes.

I_{asp} = pente de collecteur d'aspiration $>5\%$

La conduite d'aspiration doit être placée sur une butée.

$$D_a = (1,2-1,5)d_a$$

D_a : Diamètre de la conduite d'aspiration.

d_a : Diamètre de la tubulure d'aspiration de la pompe.

d : Distance entre la génératrice inférieure de la conduite et la surface du sol.

$d=0,3$ pour $D_a \leq 500\text{mm}$.

$d=1\text{m}$ pour $D_a > 500\text{mm}$.

$$L_c : \text{longueur de convergent} = (3,5-4) (D_a-d_a)$$

L_{tr} : Longueur du tronçon $\geq 2D_a$

Nous avons $d_a=150$ mm déduit du schéma de la pompe.

D_e : Diamètre de tulipe d'aspiration.

$D_e=(1,2-1,5)D_a$, ce qui nous donne $D_e=300\text{mm}$.

D : Espacement entre les deux tulipes.

$D=(1,5-2) D_e = 0,45 \text{ m}$.

$$D_a=225 \text{ mm. } L_c=0,26\text{m. } d=0,3\text{m. } L_{tr}=0,45\text{m.}$$

b-Choix du nombre de collecteur de refoulement et leur dimensionnement:

Pour le nombre des collecteurs nous avons un seul collecteur dont le diamètre est économique.

$L_{tr} \geq 2 D_r = 2 \cdot (0,5156) = 1,03\text{m}$

$$L_d : \text{Longueur du divergent} = (3,5-4)(D_r-d_r).$$

dr : Diamètre de la tubulure de refoulement = 125mm.

$$L_{tr}=1,03m. \quad L_d=1,4m. \quad D_r=515,6 \text{ mm.}$$

7.3.6-Etude de cavitation:

Pour que la pompe ne Cavite pas elle doit être placée sur une hauteur d'aspiration admissible pour que le NPSH (Net Pression Section Head) requis soit toujours inférieur au NPSH_d disponible (NPSH_d>NPSH_r).

Nous avons supposé que notre station de pompe fonctionne en charge donc:

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\rho} - \frac{P_v}{\rho} - (-h_{a^{ad}} + \sum h_{p_{asp}} + \frac{v^2}{2g}) = (NPSH)_r + 0,3 \dots\dots\dots(7.06)$$

Ce qui nous donne une hauteur admissible comme suit :

$$h_{a^{ad}} = (NPSH)_r + 0,3 - \frac{P_{at}}{\rho} + \frac{P_v}{\rho} + \sum h_{p_{asp}} + \frac{v^2}{2g}$$

Nous avons ces données :

$$(NPSH)_r = 4,43m$$

$\frac{P_{at}}{\rho}$: dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage tiré du tableau (7.06).

$\frac{P_v}{\rho}$: dépend de la température du liquide pompé tiré du tableau (7.07).

Tableau 7.06 : Pression atmosphérique en fonction de la cote.

H(m)	-50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{at}}{\rho}$ (m)	10,86	10,33	10,2	10,06	9,7	8,6	8,4

Tableau 7.07 : Tension de vapeur en fonction de la température.

T(C°)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_v}{\rho}$ (m)	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

Nous tirons les valeurs requises suivantes :

-La cote de la station de pompage est à 82 m alors $\frac{P_{at}}{\rho} = 10,226m$.

-la température ambiante est considéré égale à 20C° donc $\frac{P_v}{\rho}$ (m)=0,24m.

$$\sum hp_{asp} = 0,04 \text{ m.}$$

$V_{asp}=1.4 \text{ m/s} < 1.5 \text{ m/s}$ c'est une vitesse admissible.

$$\text{Alors : } h_a^{ad}=4,430.3+0,01+0,24-10,226=-5,206\text{m}$$

Donc nous remarquons que nous avons une installation en charge .

❖ Le niveau minimum du plan d'eau:

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

avec: C_p : côte du plan d'eau dans le réservoir (87m) .

h : hauteur d'eau dans le réservoir (5 m) .

h_{inc} : hauteur d'incendie dans le réservoir (0,6m).

$$\nabla_{\min} = 87-5+0,6=82,6\text{m}$$

❖ La cote de l'axe de la pompe :

Pour les installations en aspiration :

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

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

$$\nabla_{axe} = 82.6-5.206+0.2=77.6\text{m}$$

7.3.7-Le moteur électrique:

Les caractéristiques de notre moteur électrique sont comme suit:

- Fréquence 50HZ
- Tension nominale 400V
- Vitesse nominale 2950 tr/min
- Nombre de pôles 2
- Puissance nominale P2 132 KW
- Type de moteur 3~

7.3.8- Dimensionnement du bâtiment:

Pour le dimensionnement de la station de pompage nous devons prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage.

a-La hauteur du bâtiment :

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

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

$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$.

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

h_p : Hauteur de la pompe est égale à 781 mm.

nous obtenons:

$$h_5 = 0,781 + 0,5 + 0,6 = 1,88 \text{ m}$$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme. $h_6 = 2,2 \text{ m}$.

h_7 : Hauteur de chariot, $h_7 = 0,3 \text{ m}$.

h_8 : Hauteur profilée, $h_8 = 0,8 \text{ m}$.

h_9 : Hauteur de sécurité, $h_9 = 0,5 \text{ m}$.

Donc : $H_b = 1,88 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,681 \text{ m}$ $H_b = 6 \text{ m}$.

b-Dimensions du bâtiment:

❖ Salle des pompes:

-Largeur de la salle des pompes ($L_{\text{salle des pompes}}$):

$$L_{\text{salle des pompes}} = l_1 + l_2 + l_3 + 2s.$$

s : Epaisseur du mur qui est égale à 50 cm.

l_1 : Distance entre les deux murs et les premiers organes.

l_2 : Distance entre les tubulure $l_2 > (15-20) \text{ cm}$.

l_3 : Longueur des accessoires d'aspiration et de refoulement.

$$l = 0,3 + 0,2 + 3,14 + 2 \times 0,5 .$$

$$L_{\text{salle des pompes}} = 4,64 \text{ m} .$$

-Longueur:

elle est donnée en fonction du paramètre suivant:

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf}$$

avec :

n : nombre de pompe, n= 4 tenant compte de la pompe de secours.

L: longueur de la pompe et celle du moteur .

L_{int}: distance entre deux pompes voisines, L_{int}= (0,8-1,2) m nous prenons 1 m.

L_{pf}: longueur de la plate forme de montage, L_{pf}=3m.

$$L_b = 4 \times 2,128 + 4 + 10 = 22,5 \text{ m.}$$

$$L_b = 22,5 \text{ m.}$$

❖ Les locaux techniques:

-Largeur:

l'armoire de commande, les cellules et le groupe électrogène seront mis ensemble dans la pièce avoisinante.

$$l = l_{armoire} + l_{groupe} + 2s$$

$$l = 2,5 + 4 \times 0,71 + 1 = 6,34 \text{ m}$$

$$\text{La largeur totale (l)} = 4,64 + 6,34 = 10,98 \text{ m}$$

$$l = 12 \text{ m.}$$

c-Dimensionnement des marches d'escaliers :

Hauteur : 17 cm. Largeur : 30 cm. Pente : 1/1,75.

d-Dimensions des portes :

Porte principale : 3,2 × 3,2 m². Porte secondaire : 2,2 × 2,2 m².

e-Dimensionnement des fenêtres :

Il faut avoir un éclairage de surface de (10 à 15) % de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique. Nous prenons 10%.

$$S (\text{fenêtres}) = 0,10 \times 21 \times 12 \text{ donc : } S (\text{fenêtres}) = 25,2 \text{ m}^2.$$

$$\text{Le nombre de fenêtres : } N (\text{fenêtres}) = \Sigma S (\text{fenêtres}) / (2 \times 1,4) = 5,36 \text{ donc } 06 \text{ fenêtres.}$$

7.4 Dimensionnement des adductions à partir du forage :

Nous avons ce schéma représentatif.

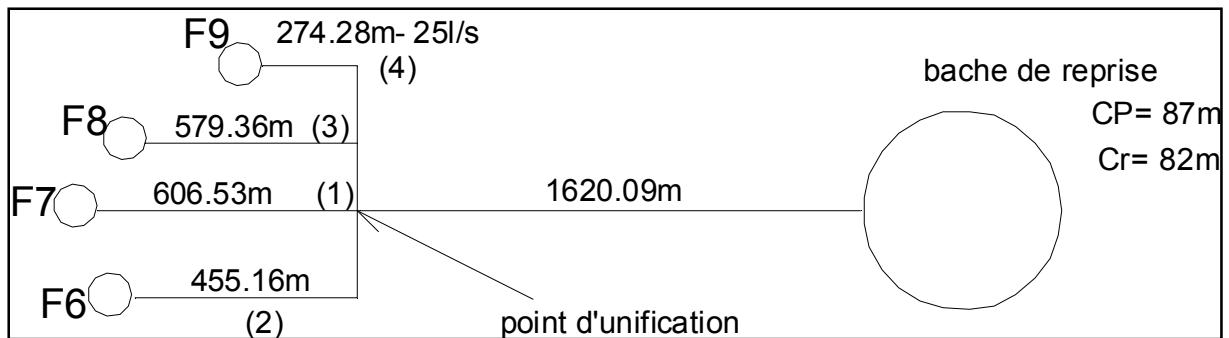


Figure 7.03: Schéma représentatif des adductions à projeter.

Les tronçons (1) (2) (3) (4) seront dimensionnés par la formule de Bonin .

$Dec = \sqrt{Q}$ le débit est en m^3/s nous obtenons le tableau (7.08).

Tableau 7.08 : Détermination des diamètres

Tronçon	Q (l/s)	D_{ec} (mm)	DN (mm)	ϵ (mm)	λ	L (m)	ΔH (m)	ΔH_t (m)
(1)	25	158	176,2	0,1	0,017	606,53	3,14	3,45
(2)	25	158	176,2	0,1	0,017	455,16	2,35	2,59
(3)	25	158	176,2	0,1	0,017	579,36	2,99	3,29
(4)	25	158	176,2	0,1	0,017	274,28	1,42	1,56

7.4.1-Dimensionnement de la conduite principale:

La conduite principale doit être dimensionnée de manière technico-économique.

Le tronçon (1) c'est le plus long le type de conduite utilisée c'est des PEHD-PN10.

Nous prenons une Hauteur manométrique (HMT) = $H_g + \Delta H_t$ ici ΔH_t représente la perte de charge due à la conduite (1) + celle générée par la conduite principale.

$$H_g = C_{pe} - ND$$

Avec :

C_{pe} : le niveau de plan d'eau dans la bache de reprise .

ND : le niveau dynamique du forage F7.

$$H_g = 87\text{m} - 25,35\text{m} = 61,65\text{m}.$$

7.4.1-Calcul des frais d'exploitations:

Pour cela nous devons calculer la hauteur manométrique totale (HMT) comme l'indique le tableau (7.09).

Tableau 7.09: Détermination de la hauteur manométrique totale HMT.

D (mm)	Q (m ³ /s)	v (m/s)	ε(mm)	l	l(m)	ΔH(m)	ΔHt(m)	H _g (m)	HMT(m)
141	0,075	4,81	0,1	0,0184	1620,09	248,58	276,89	61,65	338,54
176,2	0,075	3,08	0,1	0,0175	1620,09	77,49	88,69	61,65	150,34
220,4	0,075	1,97	0,1	0,0166	1620,09	24,07	29,92	61,65	91,57
274	0,075	1,27	0,1	0,0158	1620,09	7,73	11,95	61,65	73,60
277,6	0,075	1,24	0,1	0,0158	1620,09	7,22	11,39	61,65	73,04
352,6	0,075	0,77	0,1	0,0150	1620,09	2,07	5,73	61,65	67,38
440,6	0,075	0,49	0,1	0,0143	1620,09	0,65	4,17	61,65	65,82
555,2	0,075	0,31	0,1	0,0137	1620,09	0,20	3,66	61,65	65,31

- les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau (7.10).

Tableau 7.10: Variance des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	Puissance KWh	Prix unitaire (DA)	Consommation annuel (kwh)	Dépenses Annuelles(DA)
141	0,075	338,58	415183,73	2,71	3,031E+09	8213579632
176,2	0,075	150,35	184366,69	2,71	1,346E+09	3647326179
220,4	0,075	91,57	112287,71	2,71	819700301	2221387816
274	0,075	73,6	90252	2,71	658839600	1785455316
277,6	0,075	73,04	89565,3	2,71	653826690	1771870330
352,6	0,075	67,38	82624,725	2,71	603160493	1634564935
440,6	0,075	65,81	80699,513	2,71	589106441	1596478456
555,2	0,075	65,65	80503,313	2,71	587674181	1592597031

- le calcul des frais d'investissements sont représentés dans le tableau (7.11) suivant

Tableau 7.11: Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

Dext (m)	Prix ML (DA)	Longueur (m)	Prix (DA)	Annuité	Investissement (DA)
0,16	103379	1620,09	100998178	0,0888	8902553,47
0,2	161742	1620,09	128436795	0,0888	11327329,08
0,25	251095	1620,09	169067474	0,0888	14918686,73
0,315	400395	1620,09	233415632	0,0888	20607433,09
0,4	642424	1620,09	339425775	0,0888	29982461,17
0,5	10021,19	1620,09	498886626	0,0888	44176583,41
0.63	475922.84	1620.09	771037826	0.0888	68468159

- Bilan des couts (exploitation - investissement):

Après avoir calculé les frais d'exploitation et ceux d'investissement nous ferons la somme pour calculer le bilan, nous obtiendrons une courbe d'optimisation qui nous permettra de tirer le diamètre le plus économique.

Tableau 7.12: Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.

Exploitation (DA)	Energie (DA)	D (mm)	Cumule (DA)
2213867816	14918687	220.4	2228786503
1771870330	20607433	277.6	1792477763
1634564935	29982461	352.6	1664547396
1596478456	44176583	440.6	1640655039
1592597031	68468159	555.2	1661065190

À partir de ce tableau nous allons illustrer graphiquement les résultats obtenus lors du calcul de l'investissement et du cout de l'exploitation, nous obtenons la figure (7.04) suivante:

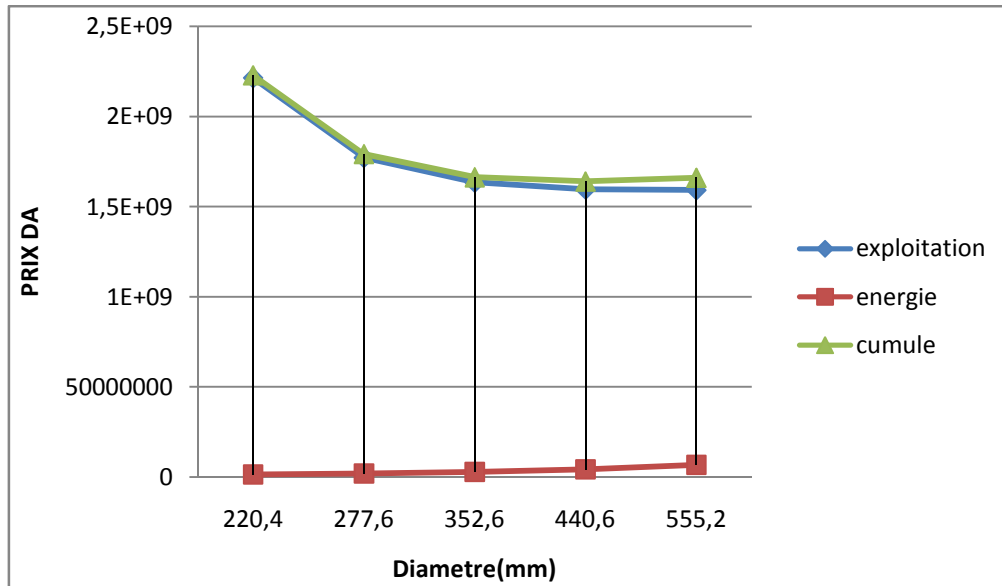


Figure 7.04: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

Comme nous pouvons le remarqué Dec=440.6 mm ce qui nous donne une HMT de 65,51m

7.4.2-Choix des pompes immergées:

Le type de pompe qui puisse satisfaire la demande de nos consommateurs est comme suite:

Pour le tronçon (1) nous avons :

Q=25l/s et HMT=65,81 m.

En ce qui concerne les tronçons (2) (3) (4) nous déterminons la HMT comme suite

Nous avons la hauteur au point d'unification et les pertes de charge de chaque tronçon ce qui nous donne le tableau (7.13) suivant:

Tableau 7.13 : Type de pompe immergé de chaque forage.

forage	HMT (m)	Q (l/s)	Type de pompe	NPSHr m	Vitesse tr/min	η %	Fréquence (HZ)	Pabs (kW)
F7	65,81	25	E9S50/4L + MCH630	3,94	2900	78,3	50	20,8
F6	65,94	25	E8S55/5I + MCH630	4,05	2900	72,8	50	21,6
F9	65,9	25	E9S50/4L + MCH630	3,94	2900	78,3	50	20,8
F8	64	25	E8S55/5I + MCH630	4,05	2900	72,8	50	21,6

Le schéma représentant nos pompes se trouve dans la planche n°08 et les abris de forage ainsi que les courbes caractéristiques sont représentés dans l'annexe n°05.

7.5 La capacité de la bache de reprise de la station de pompage de stockage :

Pour les stations de pompage nous avons des baches de reprise sur laquelle les pompes aspirent le débit à véhiculer. Leur dimensionnement est basé sur le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge, qui est généralement, estimé à 15 min.

$$\text{Donc : } V \text{ bache} = \frac{Q_{\text{maxj}} \times t}{T}$$

Q_{maxj} : Débit maximal journalier total véhiculé vers la bache de reprise, dans notre cas il est égal à 14 428,8 m³/j.

t : temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (t = 0,25 h) ;

T : temps de fonctionnement de la station de pompage, dans notre cas T = 20h.

Ce qui va nous donner un volume de

$$V \text{ bache} = \frac{14428,8 \times 0,25}{20} = 180,36 \text{ m}^3$$

Nous disposons d'une bache qui a un volume de 500 m³.

7.6 Conclusion:

Dans ce chapitre nous sommes arrivés à dimensionner de manière économique nos adductions qui transporteront les débits nécessaires à l'alimentation en eau potable de notre région, ainsi que les pompes qui pourront satisfaire ce transport avec sans problème en principe pour le fonctionnement.

Chapitre -8-

PROTECTION DES ADDUCTIONS CONTRE LE COUP DE BELIER

8.1 Introduction :

Le but de l'élaboration de ce chapitre est celui de bien protéger nos adductions contre le phénomène transitoire connu sous l'appellation du coup de bélier. Pour cela nous devons dimensionner des réservoirs d'air qui pourront lutter contre ce dernier . Par la suite , nous procédons à la pose de canalisation qui doit être adéquate à la nature de notre terrain .

8.2 Causes du coup de bélier dans les adductions :

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

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, ou lors de démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction.

8.3 Estimation théorique de la célérité de propagation des ondes dans les conduites :

Cette célérité dépend du comportement mécanique (élasticité, viscosité, plasticité) de la conduite. Il est estimé que la variation maximale de pression lors d'un coup de bélier est égale à $\pm \frac{c V_0}{g}$: Qui est la variation du fluide au lieu et au moment de la manœuvre. Cette variation de pression est proportionnelle à la célérité dont la connaissance est fondamentale .

Il existe plusieurs formules pour le calcul de la célérité de l'onde du coup de bélier dans les conduites sous pression . Cependant la majorité de ces formules sont développées avec l'hypothèse d'une conduite à paroi simple non soumise à la pression externe. Dans tous les cas, pour le calcul de la célérité d'onde dans les conduites libres et enterrées .Pour nos calculs nous utilisons la formule (8.01) habituelle suivante :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{KD}{Ee}}} \dots\dots\dots(8.01).$$

Avec :

- C : Célérité de l'onde.
- ρ : La masse volumique de l'eau. Elle est égale à 1000kg/m^3 .
- D: Diametre de la conduite (m).
- E: Module de YOUNG de la conduite. PEHD: $1,2 \cdot 10^9$ Pascale.
- e : Épaisseur de la conduite (m) .
- D: Diametre de la conduite.
- K: Coefficient d'élasticité de l'eau : $K=2,16 \cdot 10^9$ pa

Cette célérité sera majorée de 34 % tenant compte du faite que la conduite est enterrée .

8.4 Calcul du volume du réservoir d'air : [3]

Les réservoirs anti béliers ont pour rôles de :

- Atténuer la surpression et la dépression pour réduire la fatigue de la conduite.
- Alimenter la veine liquide âpre l'arrêt de la pompe.

8.4.1-Méthode de calcul du réservoir d'air :

Dans les conduites enterrées et non enterrées nous trouvons deux méthodes pour le calcul :

1-méthode de Vibert.

2-Méthode de Bergeron.

Pour notre cas nous utilisons la méthode de Vibert pour le calcul car nous nous intéressons au cas extrême de l'effet de l'onde sur notre adduction.

8.4.2-Protection de la conduite en refoulement contre le coup de bélier :

En faisant abstraction des pertes de charge dans la conduite de refoulement et en considérant le phénomène comme une oscillation en masse, c'est à dire en négligeant l'élasticité de la conduite et de la compressibilité de l'eau, nous arrivons à un calcul simplifié. Vuibert arrive à une expression qui donne le volume U_0 de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche normale , les caractéristiques de l'air dans le réservoirs d'air sont données par Z_0 et U_0 .

Avec :

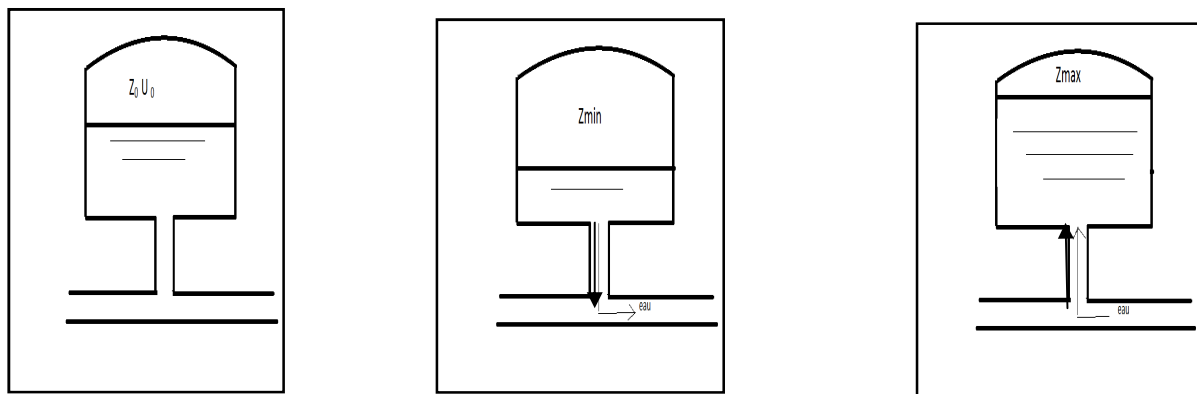
Z_0 : La pression absolue en (m.c.e) pratiquement égale à $Z_0 = H_g + 10$, en négligeant la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite.

dont : H_g : étant la hauteur géométrique entre les plans d'eau en m.

U_0 : volume d'air dans la cloche en régime permanent .

À la fin de la dépression première phase du phénomène, l'air occupe un volume plus grand et sa pression sera donc la plus faible ; soit Z_{min} qui est une pression absolue.

A la fin de la surpression deuxième phase , l'air occupe un volume plus petit qu'en marche normale et sa pression sera Z_{max} . Comme nous pouvons le voir à la figure (8.01).



Marche normale .

Fin de la dépression .

Fin de la surpression.

Figure 8.01: Variation du volume d'air au cours des phases de fonctionnement du réservoir.

l'expression donnant U_0 est la suivante :

$$U_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g \cdot z_0} \frac{L \cdot S}{f\left(\frac{z}{z_0}\right)} \dots \dots \dots (8.02).$$

Avec :

L : Longueur de la conduite (m).

S : La section de la conduite (m²).

V_0 : étant la vitesse d'écoulement initiale dans la conduite de refoulement .

$$f\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = \frac{Z}{Z_{\min}} - 1 - \log\left(\frac{Z}{Z_{\min}}\right)$$

L'expression donnant U_0 a fait l'objet d'un abaque représenté dans l'annexe n°06 , dont la valeur est tirée de cette forme :

$$\frac{U_0}{L.S} = \frac{V_0^2}{2.g} \frac{1}{z_0} \frac{1}{f\left(\frac{Z}{z_0}\right)}$$

Nous posons : $h_0 = \frac{V_0^2}{2.g}$ donc nous obtenons $U_0 = \frac{h_0}{z_0} \frac{L.S}{f\left(\frac{Z}{z_0}\right)}$

nous avons les valeurs maximales de la surpression et de la depression qui sont données par la relation suivante :

$$\Delta H = \pm \frac{C V_0}{g}$$

- La surpression: $H_s = H_g + \Delta H$
- La dépression : $H_d = H_g - \Delta H$

les resultats de calcul sont représentés dans le tableau (8.01) suivant.

Tableau 8.01 : Résultats de calcul .

adduction	V (m/s)	C m/s	ΔH (m)	Hs (m)	Hd (m)	Z_0 (m)	h_0 (m)
SP- R	0,8	474,51	38,7	148,73	71,33	120,03	0,033
F7-bâche	0,64	374,169	24,41	86,06	37,24	71,65	0,021
adduction	h_0/Z_0 10^{-4}	Z_{\max} (m)	Z_{\max}/Z_0 10^{-2}	U_0/L $S 10^{-3}$	Z_{\min}/Z_0		
SP- R	2,75	158,7 3	1,32	8	0,775		
F7-bâche	2,93	96,06	1,34	7,5	0,762		

Nous obtenons les volumes des reserovirs qui sont représentés dans le tableau (8-02) suivant:

Tableau 8.02: Les volumes des différents réservoirs d'air .

Adduction	U_0 (m^3)	U_{max} (m^3)	Capacité prise en litre
SP- R	6,59	8,5	9000
Forage F7-bâche	1,85	1,41	1500

La capacité prise est tirée de l'annexe n°(07).

8.4.3-*Protection anti bélier de la conduite gravitaire entre le réservoir de volume 1000 m³ et le nœud 1:*

Comme pour les conduites en refoulement , les conduites gravitaires sont menacées par l'effet néfaste du coup de bélier et la surpression qui est due au chocs des particules liquides à la paroi du robinet vanne.

Nous allons calculer la célérité d'onde pour l'adduction qui transporte l'eau aux consommateurs et cela en utilisant la formule (8.01) .

le temps de retour de l'onde de déformation est régi par la formule (8.03) suivante :

$$t_r = \frac{2 \times L}{C} \dots\dots\dots (8.03).$$

avec :

t_r : le temps de retour de l'onde de déformation (s).

L: longueur de la conduite gravitaire (m).

Pour notre cas : $t_r = \frac{2 \times 1245}{374,17} = 6,65 \text{ s}$

Nous calculons les valeurs de surpression pour différents temps en utilisant la loi de manœuvre pour la fermeture de la vanne . Ayant déterminé la valeur de la célérité C nous appliquons l'équation (8.04) suivante :

$$\frac{\Delta H}{h_0} = \frac{c v_0}{g h_0} \frac{\Delta v}{v_0} \dots\dots\dots(8.04).$$

Avec :

$\frac{\Delta H}{h_0}$: le coup de bélier adimensionnel.

$\frac{\Delta v}{v_0}$: l'écart de la vitesse .

h_0 : la charge statique qui est égale à : $h_0 = C_{trp} - C_{t1} = 192 - 147 = 45m$.

C_{t1} : la cote de terrain au nœud 1 de la zone (1) (au droit de la vanne).

C_{trp} : la cote de trop plein du reservoir de volume $1000 m^3$.

$$\frac{\Delta H}{h_0} = \frac{374,17.0,8}{9,81.45} \frac{\Delta v}{v_0} = 0,6781 \frac{\Delta v}{v_0}$$

la fraction de l'air de section laissée ouverte par la vanne : A_v / A_{v0} est une fraction du temps , nous admettons que la fermeture continue peut être considérée comme une serie de fermetures partielles brusques .

$$\frac{v - \Delta v}{v_0} = \frac{A_v}{A_{v0}} \sqrt{\frac{H + \Delta H}{h_0}} \dots\dots\dots(8.05).$$

A_v : la section du robinet vanne pour $t=t_v$ et A_{v0} : la section du robinet vanne pour $t=t_0$.

L'application des équations (8.04) et (8.05) nous permettent d'obtenir les valeurs représentées dans le tableau (8.03) .

Tableau 8.03 : Calcul des parametres adimensionnels du coup de belier .

T (seconde)	t/t _c	A _v /A _{v0}	Δv/v ₀	ΔH/h ₀	v/v ₀	H/h ₀	P (bar)
0	0	1	0	0	1	1	4,4
1,33	0,2	0,85	0,1175	0,0849	0,8825	1,0849	4,7736
2,66	0,4	0,6	0,2639	0,179	0,6186	1,2639	5,5612
3,99	0,6	0,35	0,4523	0,3067	0,1663	1,5706	6,9106
5,32	0,8	0,1	0,0397	0,0269	0,1266	1,5975	7,029
6,65	1	0	0,1266	0,085	0	1,6833	7,4065
7,98	1,2	0	0	-0,1698	0	1,5135	6,6594
9,31	1,4	0	0	-0,358	0	1,1555	5,0842
10,64	1,6	0	0	-0,6134	0	0,5421	2,3852
11,97	1,8	0	0	-0,0538	0	0,4883	2,145
13,3	2	0	0	-0,1716	0	0,3167	1,3935

La fonction $A_v/A_{v0} = f(t)$ représente la loi de manœuvre, donc pour que la charge en cas de coup de bélier ne dépasse pas 74.065 m, la loi de manœuvre doit avoir la forme suivante :

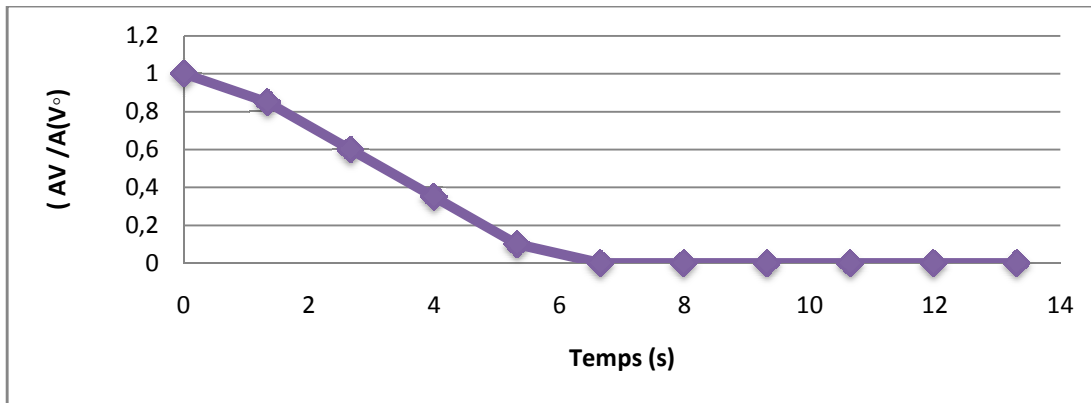


Figure 8.02: Graphe de la loi de manœuvre de la vanne.

❖ *Interpretation :*

Ce que nous remarquons c'est que la vanne achève son mouvement de fermeture à l'instant $t = t_c = 6,65$ seconde. L'accroissement $\Delta h/h_0$ correspond à cette dernière étape de fermeture jusqu'à ce que la vitesse se réduise à zéro.

Pour $t / t_c = 1,2$, l'onde de pression engendrée à l'instant $t / t_c = 0,2$ réfléchi par l'extrémité amont de la conduite atteint la vanne en y occasionnant un décroissement de la hauteur piézométrique.

les ondes réfléchies continuent à réduire la hauteur piézométrique à partir d'une surpression maximale qui est égale à 74,065 m.

8.5 Pose de la canalisation : [3]

8.5.1- Principe de la pose de canalisation :

Dans la plus part des agglomérations les conduites sont posées en terre sous trottoirs, afin d'éviter les trépidations dues à la circulation des véhicules. Le principe de pose est pratiquement le même, mais le mode de pose diffère, et cela suivant la nature du terrain de manière à diminuer l'effet des contraintes qui agissent sur la canalisation. Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au dessus du sol, dans le lit d'une rivière ou sur des ouvrages d'art. Une conduite est toujours posées avec une légère pente (0.003-0.006), afin de

créer des points bas pour la vidange ,et des points haut pour l'évacuation de l'air entrainé soit dans le cas de remplissage de la conduite ou lors de sa vidange .

Pour cela nous adoptons ce tracé qui est en dents de scie avec de faibles pentes et nous procédons à des changements de pente tous les (200 à 400m).

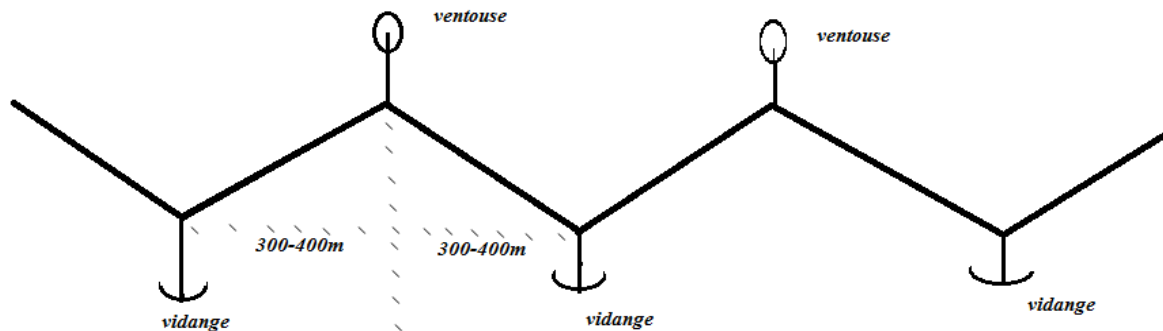


Figure 8.03: Schéma favorable de pose de canalisation.

-Si la voie routière n'est pas importante une conduite unique déserte les abonnés situés de chaque côté. Les branchements des immeubles présentent donc des longueurs nettement différentes.

- Dans le cas d'une rue importante une canalisation est posée sous chaque trottoir et les branchements sont relativement court et ne traversent pas la chaussée.

En vue de la pose correcte en terre des canalisations d'eau en fonction de la présence éventuelle de canalisations d'autres natures pouvant être rencontrés dans le sous sol d'une agglomération.

Les canalisations doivent être éloignées lors de la pose comme suit :

- de tout élément dur de 10cm.
- des câbles électriques de 30 cm.
- des conduites de gaz de 60cm.

8.5.2-Pose de canalisation dans un terrain ordinaire:

La pose se fait en tranché de largeur minimum de 60 cm pour que les ouvriers puissent y disposer les tuyaux commodément et une profondeur de manière à avoir le lit de pose.

- La tranchée doit être profonde de 0.8 m minimum pour éviter les déformations des tuyaux lors de passage de charges roulantes et aussi pour éviter dans certaines régions les dégâts causés par le gel.
- Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de gravier d'une épaisseur de 15 à 20 cm bien nivelé pour que les conduites reposent sur toute la longueur sans contact avec des objets tranchants.

Avant la descente en fouille nous devons trier les conduites de manière à isoler celles qui ont subi des chocs ou fissurations . Nous les descendons lentement au palan ou à la grue dans le fond de fouille, pour faciliter le nivellement, elles sont calées sur bois puis nous exécutons les joints.

Dans le cas des conduites en acier de petits diamètres les joints sont exécutés au dessus de la fouille où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

Nous procédons à l'essai de pression des conduites et des joints avant remblaiement . L'essai consiste au remplissage avec l'eau de la conduite .Il est recommandé de limiter les essais à des tronçons de longueur unitaire 500 m maximum quand la conduite est au fond de la fouille, elle est calée par des cavaliers en terre disposés au dessus d'elle et entre les joints.

-La pression d'épreuve est égale à 1.5 fois la pression de service.

-Le remplissage s'effectue par la partie basse de la canalisation pour que l'air puisse s'évacuer facilement vers le point haut où nous aurons disposés une ventouse .

-L'épreuve doit durée 30 mn et la variation de pression ne doit pas excéder 0,2 bars.

-Le remblaiement doit être fait par des couches de 20à 30 cm.

-Après la détermination du réseau nous devons positionner la robinetterie et les accessoires.

Nous ajoutons un grillage de manière à éviter l'accident lors des travaux de terrassements.

La figure (8.04) suivante montre la pose pour un remblaiement de 0,84 m en terre et distance de 0,28 m entre les cotés .

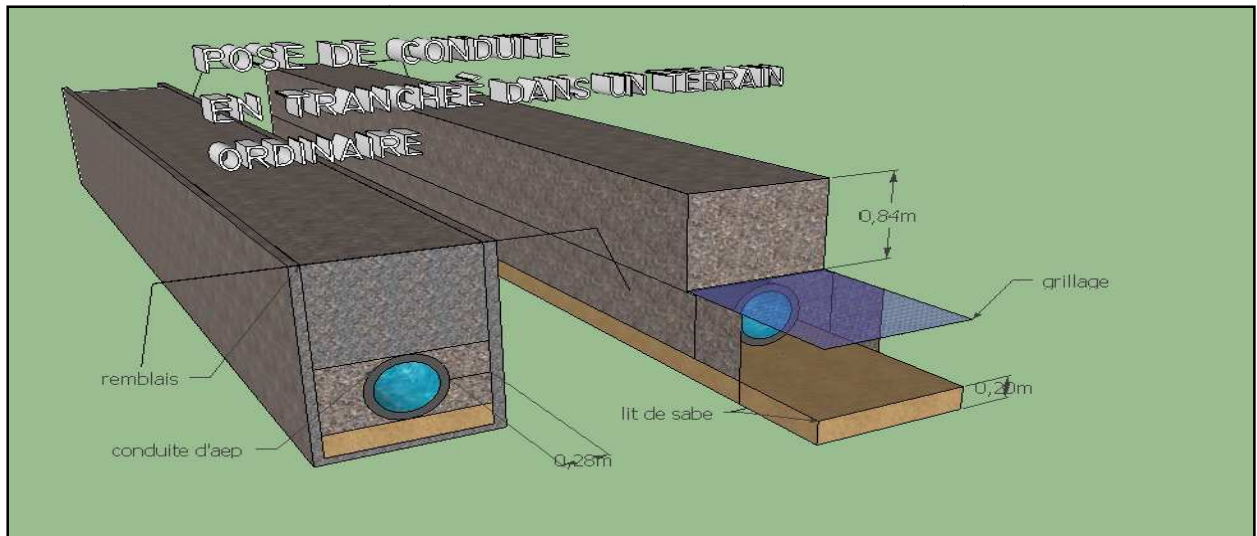


Figure 8.04: Pose de conduite en tranchée dans un terrain ordinaire.

8.5.3-Pose de canalisation en galerie:

Dans le cas où nous avons des obstacles la canalisation doit être placée en galerie. Un canal est prévu pour éviter et évacuer les eaux stagnantes dans la galerie pour être déversé dans l'égout voisin. Les petits diamètres peuvent être dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés des deux côtés de la route, comme le montre la figure (8.05).

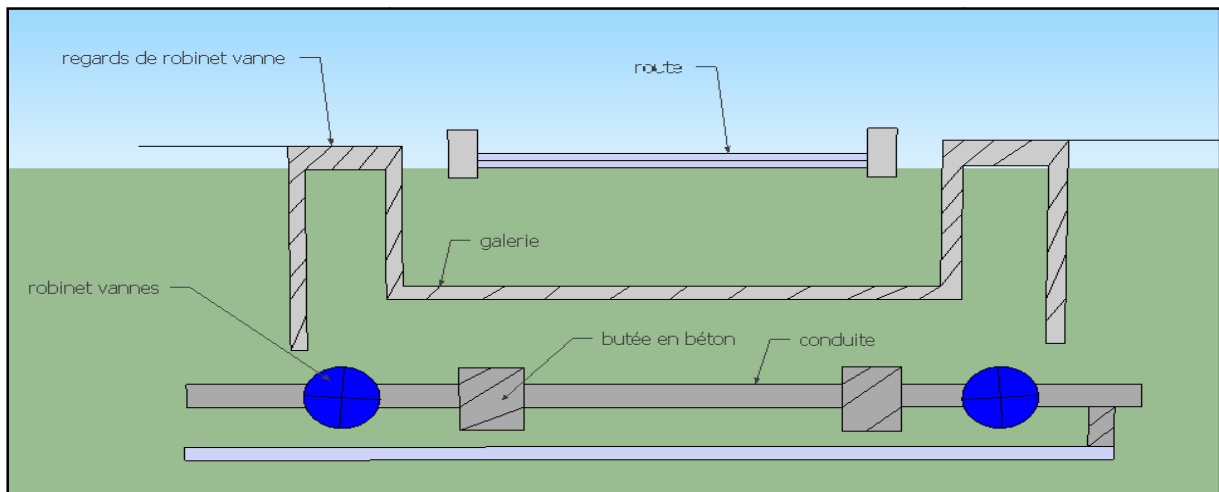


Figure 8.05 : Pose de canalisation en galerie.

8.5.4-Traversé d'un oued:

La pose de canalisation à la traversée d'un oued tient compte de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont sert de support pour la canalisation où elle sera accrochée au tablier. Dans le cas de l'inexistence d'un pont , la canalisation sera posée sur des tasseaux et couverte de manière à éviter les chocs.

Les tronçons immergés doivent être dimensionnés de manière à éviter leurs soulèvement par l'eau en la maintenant au fond.

-dans le cas de traversée par le fond , nous optons pour des canalisations en acier et en polyéthylène . Les joints type soudés sont maintenus par des butées de béton le revêtement des conduites en acier est fait à base d'anti rouille.

Les soudures sont faites en terre et les canalisations sont descendues lentement par flottaison jusqu'au fond de l'oued .

Dans le cas où la canalisation est posé sur tasseaux ou galerie , l'encrage de la conduite doit avoir lieu , mais si la canalisation est sous remblais l'encrage peut ne pas avoir lieu.

Les joints utilisés sont en fonction du type de conduite nous trouvons :

- les conduites en fonte nous faisons joint type.
- la conduite en aciers joint type soudé.
- les conduite en béton joint auto butant.

Nous allongeons les massifs d'encrage pour favoriser l'absorption de la force de glissement par les joints longitudinaux.

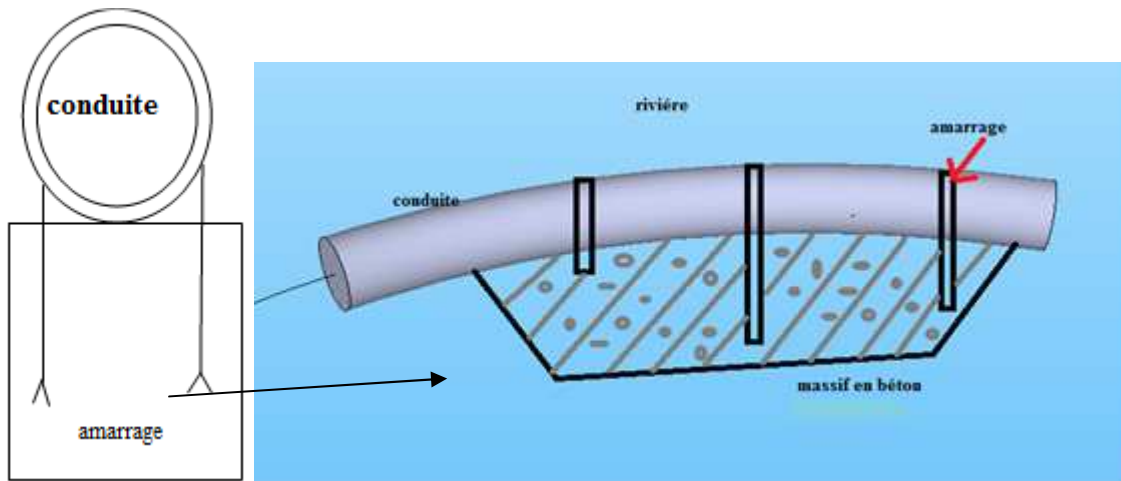


Figure 8.06 : Pose de canalisation en traversée de oued.

8.6-Conclusion :

Dans ce chapitre , nous avons dimensionner notre adduction et cela en la protégeant contre le phénomène du coup de bélier qui peut engendrer de veritables problemes .

Nous avons effectué le calcul pour les deux cas d'adduction : cas de refoulement et en cas gravitaire ; l'un ce repose sur la determination du volume du réservoir d'air et l'autre sur le temps de fermeture du robinet vanne .

Nous avons aussi procédé à la pose de nos canalisations de manière à assurer la protection des conduites.

Chapitre -9-

PROTECTION ET SECURITE DE TRAVAIL

9.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons parler de la protection et la sécurité de travail ce domaine est très important lors de notre travail, notre étude ayant été menée de manière calculée ça réalisation ne peut être bien effectué si nous n'avons pas un bon air de travail .Etant très négligées dans la plus part des cas elle cause la chute de rendement de production mais influe sur le plan financier et le plan de production en causant une chute du rendement .L'objectif est de diminué la fréquence et la gravité des accidents dans l'entreprise.

La lutte contre les accidents est essentiellement une œuvre de solidarité humaine réunissant tous les membres travaillants dans une seule entreprise.

9.2 Les conditions et les actions dangereuses:

En ce qui concerne les conditions dangereuses nous pouvons citer cette liste :

a-Liste des conditions dangereuses :

- Installation mal ou non protégée.
- Protection individuelle inexistante.
- Outillage. engin en mauvaise état.
- Défaut de conception ou de construction.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairage défectueux.
- Climat défavorable.
- Facteur d'ambiance défavorable.

En ce qui concerne les actions dangereuses nous pouvons citer cette liste :

b-Liste des actions dangereuses :

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvements.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutralisation des dispositifs de sécurité.
- Ne pas utilisé l'équipement de protection individuel.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou d'un engin.

- Imprudence durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travaillé dans une altitude inadaptée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

9.3 Les principales fonctions du service de protection:

Le service de protection se compose de quatre fonctions très bien spécifiées nous citons :

9.3.1-Etude:

- Participation au comité d'hygiène et de sécurité.
- Analyse des postes de travail c'est l'étude de sécurité.
- Suggestion du personnel.
- Statistiques élaboration et commentaires.
- Rapport avec l'administration.

9.3.2-Exécution :

- Mesures légales d'hygiène et de sécurité.
- Réalisation pratiques des suggestions et des études.

9.3.3-Contrôle:

- Enquête à la suite des accidents.
- Inspection des installations.
- Visites périodiques effectuées par les organismes spécialisés.
- Contrôle éventuel des moyens de transport du personnel.

9.3.4-Animation :

- Lutte contre l'incendie et les accidents de trajet.
- Équipes de secours.
- Formation spéciale concernant certaines professions.

9.3.5-Fonctions humaines :

- *Physiologique* : - Etude physiologique du travail.
- Affectation de la main d'œuvre selon l'avis médical.
- *Psychologique*: - Réalisation publique intérieures de l'entreprise.
-Développer l'esprit de sécurité.
- *Sociale* : - Renseignement conseils.

9.4 Mesures préventives :

La protection du personnel doit être assurée d'une manière satisfaisante. Nous devons faire attention aux câbles, chaînes de levage ne doivent pas être soumis à des charges supérieures à celles fixées.

Les travaux ne doivent être exécutés que lorsque la ligne ou l'installation a été mise hors tension.

Les abris doivent être aérés et chauffés pour le personnel.

9.5- Organisation de la prévention des accidents du travail:

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

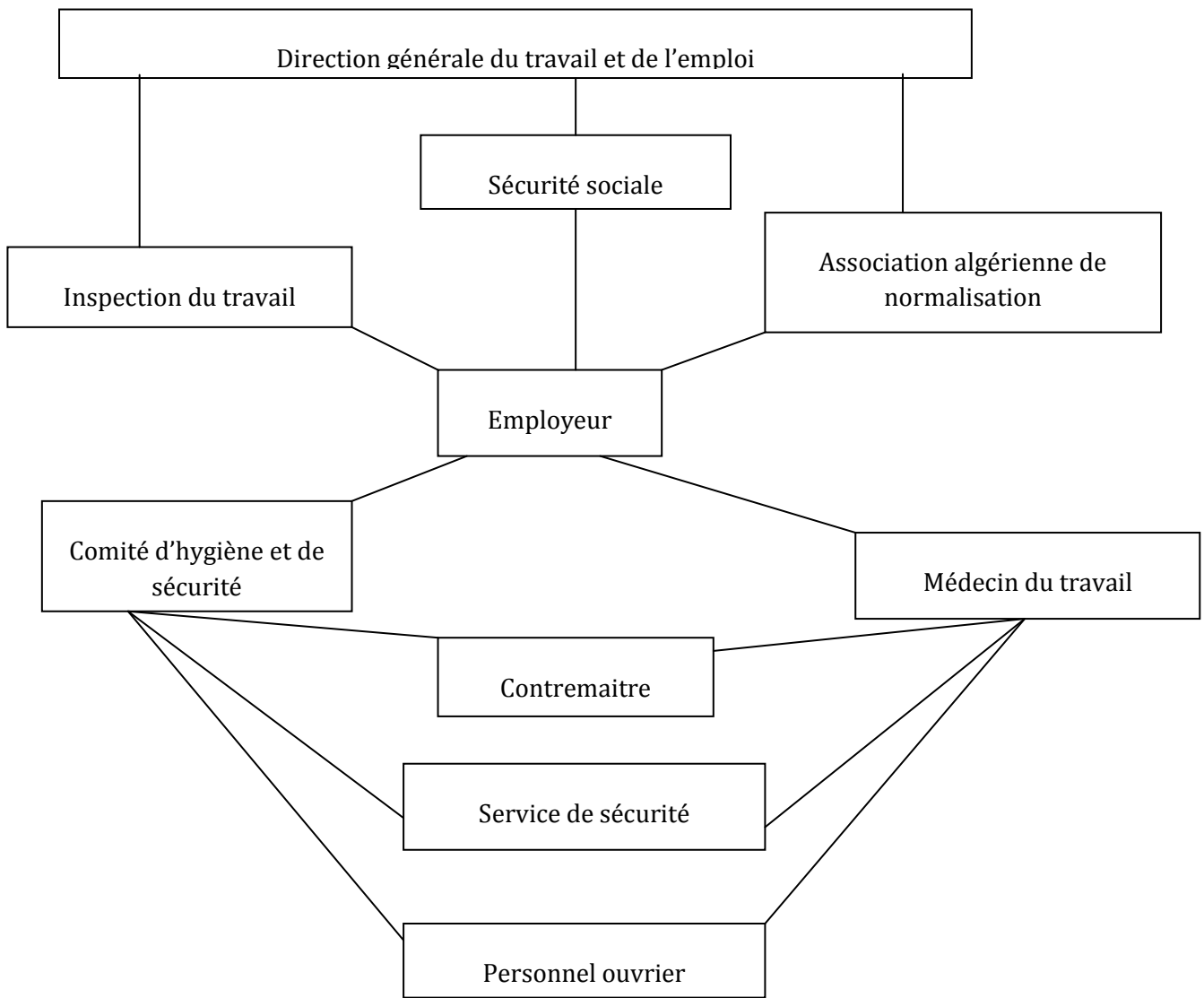


Figure 9.01: Organigramme de la prévention des accidents du travail.

source (polycopie 5^{ème} Année PST)

9.6- Conclusion :

Ce que nous pouvons conclure de ce chapitre, c'est que parfois la négligence de l'homme au niveau du travail peut avoir des conséquences irrévocable sur la production, et parfois l'arrêt de la réalisation du projet .

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce mémoire de fin d'étude , nous avons présenté en premier lieu un aperçu général sur le système d'alimentation en eau potable de la ville de OULED SLAMA.

Dans ce cadre nous avons cités quelques problèmes existant au niveau du réseau de distribution, l'adduction et les ouvrages de stockage et l'insuffisances des sources.

pour lutter contre ces problèmes nous étions dans l'obligation de :

- projeter un nouveau réseau de distribution à l'horizon 2035, dont la simulation nous a obligé à utiliser un logiciel de simulation (Epanet) qui est facile à manipuler et permet d'effectuer la simulation en toute facilité
- redimensionner les adductions qui pourraient transporter le débit vers les réservoirs de stockage utile pour les abonnés .
- chercher un nouveau champs de captage .
- dimensionner la nouvelle station de pompage ainsi que les pompes .

En dernier lieu, nous avons parlé de la protection et la sécurité de travail au niveau d'un chantier de réalisation . Cette étape est négligée dans la pratique ce qui cause la majorité des problèmes tel que la chute de rendement de la production.

Bibliographie

- [1] **Bahlous El Ouafi Souha** « hydraulique cours et exercices »,centre de publication universitaire 2002 (Tunis).
- [2] **BONNIN JACQUES** « Hydraulique urbaine », édition Eyrolles, 1986 (Paris).98p
- [3] **DUPONT ANDRE** «Hydraulique urbaine», Tome II,1981, édition Eyrolles (Paris).329p.363p.
- [4] **B.SALAH** « Cours d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1993,11p.42p.
- [5] **ABRAMOV , AEP 1982** voir annexe 04 .

ANNEXES

ANNEXE N°1: β_{\max} En Fonction du nombre d'habitants.

Population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

ANNEXE N°2: β_{\min} En Fonction du nombre d'habitants.

Population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	50	100
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7

ANNEXE N°3: Répartition des débits horaire en fonction du nombre d'habitants.

HEURES	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	De 10001à50000	De 50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
0-1	1.00	1.50	3.00	3.35	0.75
1-2	1.00	1.50	3.20	3.25	0.75
2-3	1.00	1.50	2.50	3.30	1.00
3-4	1.00	1.50	2.60	3.20	1.00
4-5	2.00	2.50	3.50	3.25	3.00
5-6	3.00	3.50	4.10	3.40	5.50
6-7	5.00	4.50	4.50	3.85	5.50
7-8	6.50	5.50	4.90	4.45	5.50
8-9	6.50	6.25	4.90	5.20	3.50
9-10	5.50	6.25	5.60	5.05	3.50
10-11	4.50	6.25	4.80	4.85	6.00
11-12	5.50	6.25	4.70	4.60	8.50
12-13	7.00	5.00	4.40	4.60	8.50
13-14	7.00	5.00	4.10	4.55	6.00
14-15	5.50	5.50	4.20	4.75	5.00
15-16	4.50	6.00	4.40	4.70	5.00
16-17	5.00	6.00	4.30	4.65	3.50
17-18	6.50	5.50	4.10	4.35	3.50
18-19	6.50	5.00	4.50	4.40	6.00
19-20	5.00	4.50	4.50	4.30	6.00
20-21	4.50	4.00	4.50	4.30	6.00
21-22	3.00	3.00	4.80	4.20	3.00
22-23	2.00	2.00	4.60	3.75	2.00
23-24	1.00	1.50	3.30	3.70	1.00
Total	100	100	100	100	100

(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)

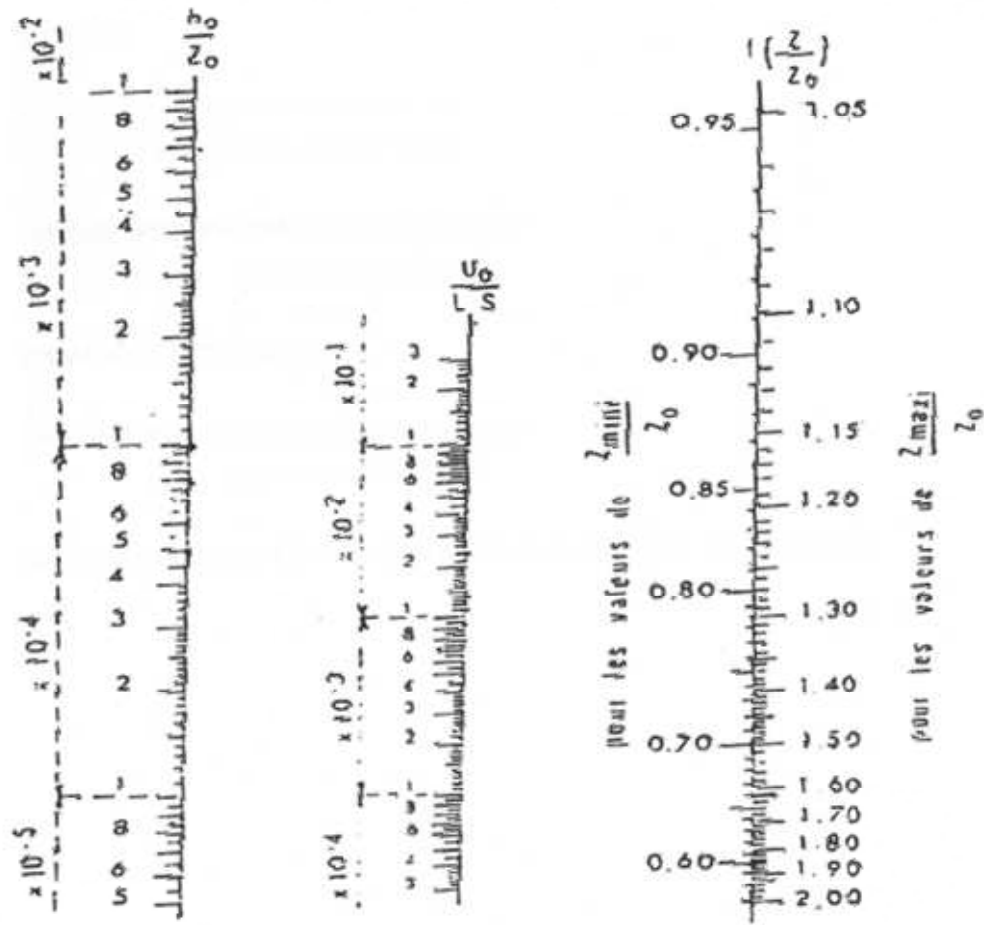
ANNEXE N°4: Table d'ABRAMOV

(Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge)

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.60	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53

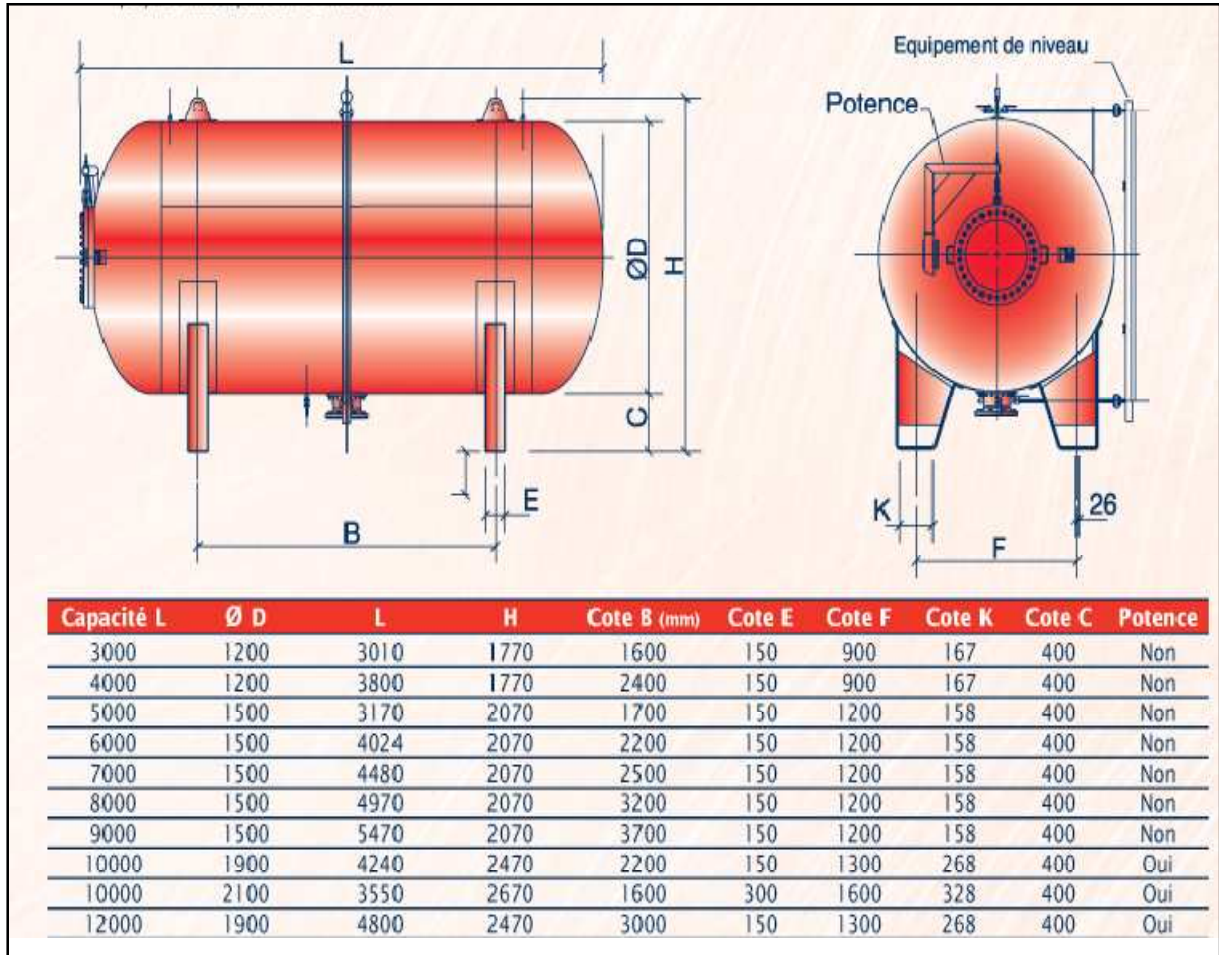
(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)

ANNEXE N°6 :Abaque de Vibert pour le calcul simplifier des réservoirs d'airs



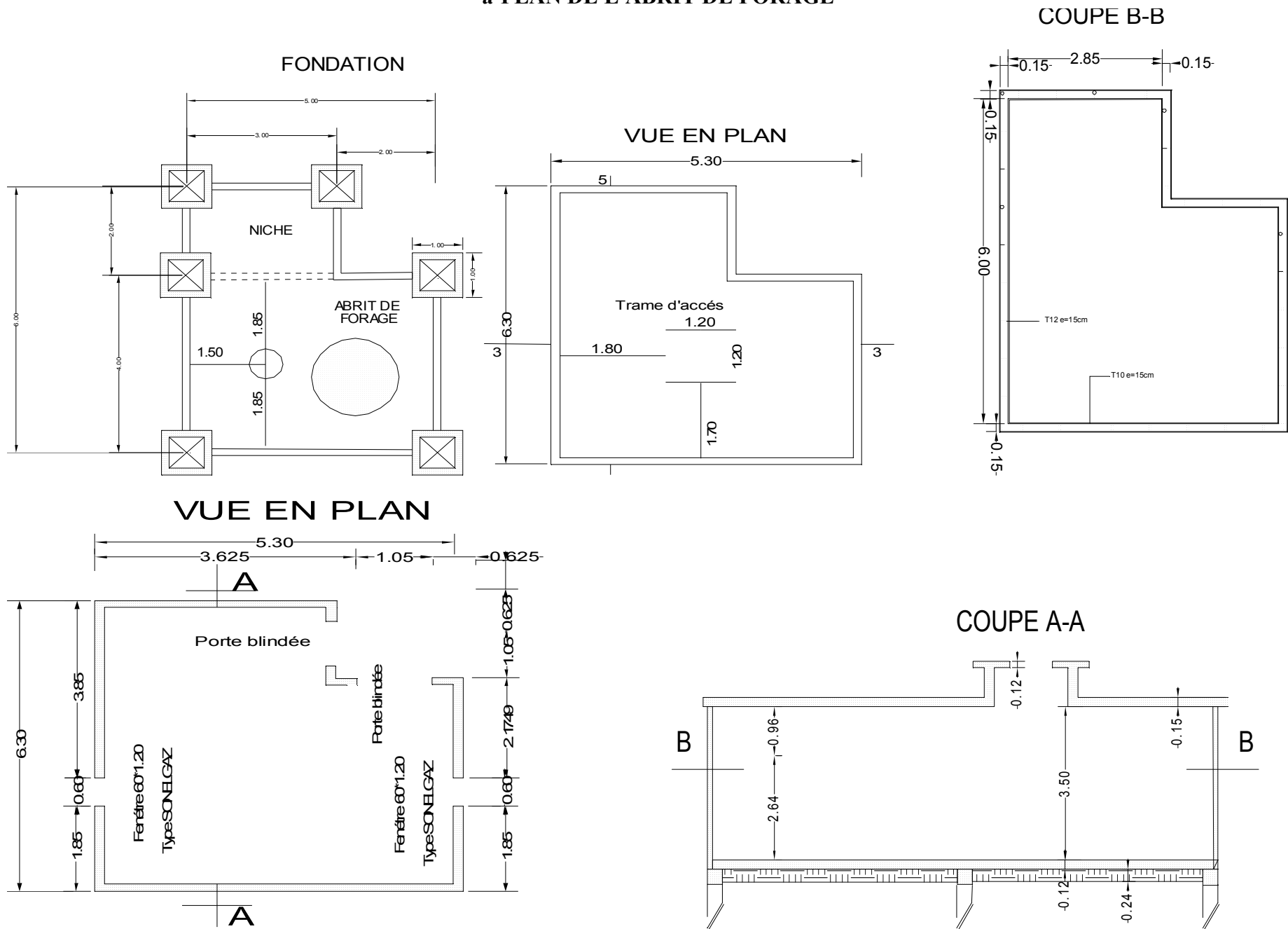
(Extrait de l'ouvrage ANDRE DUPONT)

ANNEXE N°07 : Choix du ballon anti belier



source(reservoirs metalliques charlette)

**ANNEXE N°5 :
a-PLAN DE L'ABRIT DE FORAGE**



b- les courbes caractéristiques des pompes immergées

