الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵏⴰⵢⵓⵜ ⵏ ⵜⵣⵣⵉⵡⵉⵏ ⵏ ⵜⵣⵔⴼⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

DIAGNOSTIC ET REHABILITATION DU SYSTEME D'AEP DE LA COMMUNE DE KSAR EL ABTAL (W.SETIF)

Présenté par :
LAYADI Racha

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Hind	Professeur	Président
KADI Latifa	M.A.A	Examinateur
NACER Tarek	M.C.B	Examinateur
SALAH Boualam	M.C.A	Promoteur

Session OCT 2023

Dédicace

Ce travail est dédié à mes Parents qui m' ont accompagnés et soutenus tout au long de ma vie, et tous ceux à qui nous comptons et Comptent pour moi .

Racha LAYADI

REMERCIEMENTS

Avant tout, Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

Je remercie fortement mon promoteur : Mr. SALAH BOUALAM de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

J'adresse également mes vifs remerciements à L'ensemble des enseignants de L'ENSH qui m'ont suivi durant mon cycle d'étude.

Mon respect aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier et de juger mon travail.

Et en fin, je remercie tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

ملخص:

الهدف من دراستنا هذه هو إجراء تشخيص لشبكة إمداد المياه الصالحة للشرب في منطقة قصر الأبطال التابعة لولاية سطيف وذلك من خلال تحديد عيوب شبكة التوزيع والإمداد ومنشآت التخزين الحالية (الخزانات) واقتراح حلول لضمان عملية تشغيل النظام بشكل جيد.

هذا التحديد أدى إلى إنشاء آبار جديدة وخزان مياه جديد ذو أبعاد أكبر وتصميم شبكة جديدة بحلول عام 2053، من أجل تلبية احتياجات المستهلكين من حيث تدفق المياه والضغط الكافي.

الكلمات المفتاحية:
قصر الأبطال، التشخيص، اعادة إنشاء ، نظام تزويد بمياه الشرب، آبار

Résumé :

Le but de notre étude est de faire un diagnostic du réseau d'alimentation en eau potable de la région de Ksar El Abtal se trouvant à la wilaya de SETIF, en déterminant les défaillances du réseau de distribution, d'adduction ainsi les ouvrages de stockage (réservoirs) de l'état actuel et proposer des solutions pour avoir le bon fonctionnement du système. Cette détermination nous a induit à mettre des nouveaux forages, un nouveau château d'eau de plus dimensionner un nouveau réseau à l'horizon de 2053, afin de satisfaire les consommateurs du point de vue débit et pression suffisante.

Mots-clés :

Ksar El Abtal, Diagnostic, Dimensionnement, Système alimentation en eau potable, Forage.

Abstract:

The aim of our study is to diagnose the potable water supply network of the Ksar El Abtal region, located in the Setif province, by identifying the failures in the distribution network, supply system, and storage facilities (reservoirs) in their current state, and proposing solutions to ensure the proper functioning of the system. This determination has led us to establish new wells, a new water tower, and to dimension a new network by 2053, to satisfy consumers in terms of sufficient flow rate and pressure.

Key words:

Ksar El Abtal, Diagnostic, Dimension, drinking water supply system, Forage.

SOMMAIRE

Dédicace

Remerciement

Résumé

SOMMAIRE

Introduction générale……..1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I. Présentation de la zone d'étude 4

I.1 Situation géographique : 4

I.2 Situation topographique : 5

Interprétation 5

I.3 Situation climatologique : 6

Interprétation : 7

I.4 Séismicité : 8

I.5 Situation hydraulique : 9

I.5.1 Ressources en eaux mobilisés : 9

I.5.2 Adduction de ressources mobilisées : 10

I.5.3 Les ouvrages de stockage : 10

I.5.4 La distribution : 11

Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX

II. ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX 13

Introduction : 13

II.1 Estimation de la population future : 13

II.2 Estimation des besoins en eau : 14

II.2.1 Consommation Moyenne journalière : 14

II.2.2 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur : 14

II.2.3 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération : 18

II.2.4 Débit de fuite et de gaspillage : 18

II.3 Variations de la consommation journalière : 18

II.3.1 Débit maximal journalier : 18

II.3.2 Débit minimal journalier : 19

II.4 Variation des débits horaires : 19

II.4.1 Débit moyen horaire : 19
II.4.2 Débit maximal horaire : 20
II.4.3 Débit minimal horaire : 20
II.5 Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant : 21

Chapitre III : Diagnostic du Système d'AEP Existant

III. Diagnostic du Système d'AEP Existant 25
III.1 Diagnostic physique : 25
III.1.1 Diagnostic des ressources en eau : 25
III.1.2 Diagnostic des conduites d'adductions : 26
III.1.3 Diagnostic des ouvrages de stockage : 27
III.1.4 Diagnostic du réseau de distribution : 30
III.2 Diagnostic Hydraulique : 30
III.2.1 Type du système de distribution existant : 30
III.2.2 Calcul hydraulique du réseau de distribution : 30
III.2.3 Présentation du logiciel de calcul : 32
III.2.4 Simulation sur EPANET : 34
III.3 Interprétation des résultats du diagnostic : 37
III.4 Bilan de ressources en eau et les besoins pour l'horizon 2023 jusqu'à 2053 : 37
III.5 Analyse de la capacité de stockage : 38
III.5.1 Principe de calcul : 38

Chapitre IV : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN NOUVEAU RESEAU DE DISTRIBUTION

IV. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN NOUVEAU RESEAU DE DISTRIBUTION 42
IV.1 Choix du système de distribution : 42
IV.1.1 Cas du réservoir en tête : 42
IV.1.2 Cas du contre réservoir : 42
IV.2 Types du réseau de distribution : 42
IV.3 Principe du tracé du réseau : 43
IV.4 Choix du matériau des conduites : 43
IV.5 Type de tuyaux : 44
IV.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution : 44
IV.6.1 Détermination des débits de dimensionnement : 44
IV.7 Répartition arbitraire des débits : 47
IV.7.1 Principe de la méthode de HARDY-CROSS : 47

IV.7.2 Détermination du débit correctif : 47
IV.7.3 Détermination des pertes de charges : 48
IV.7.4 Détermination du coefficient de frottement : 48
IV.8 Dimensionnement du réseau : 49
IV.8.1 Vérification de la vitesse dans le réseau : 51
IV.8.2 Vérification des pressions (au sol) dans le réseau : 51
IV.9 Résultats de la simulation hydraulique du réseau à l'horizon 2053 : 52
IV.10 Interprétation des résultats : 57

Chapitre V : Adduction et Pompage

V. Adduction et Pompage 60
V.1 Généralité sur l'adduction : 60
V.1.1 Définition de l'adduction : 60
V.1.2 Type d'adductions : 60
V.1.3 Les critères de choix du tracé : 60
V.1.4 Choix du matériau de la conduite : 60
V.1.5 Les Conditions limites de la vitesse : 61
V.2 Etude d'adduction : 61
V.2.1 Les ressources en eau : 61
V.2.2 Réseau d'adduction : 62
V.2.3 Dimensionnement de l'adduction : 64
V.2.4 Etude technico-économique : 69
V.3 Pompage : 77
V.3.1 Définition : 77
V.3.2 Différents types de pompes : 78
V.3.3 Choix de la pompe : 78

Chapitre VI : RESERVOIRS

VI. RESERVOIRS 82
VI.1 Le rôle de réservoir : 82
VI.2 Classification des réservoirs : 82
VI.3 Équipement du réservoir : 83
VI.4 Matérialisation de la réserve incendie : 84
VI.5 Emplacement des réservoirs : 85
VI.6 Altitudes des réservoirs : 85
VI.7 Capacité du réservoir : 85
VI.7.1 La méthode analytique : 86

VI.7.2 Dimensions du Réservoir : 87
VI.7.3 Dimensions réservoir tampon : 91

Chapitre VII : Coups de Bélier en Refoulement

VII. Coups de Bélier en Refoulement 95
Introduction 95
VII.1 Présentation du coup de bélier : 95
VII.1.1 Définition du coup de bélier : 95
VII.1.2 Les risques dus aux coups de bélier : 95
VII.1.3 Moyens de protection contre le coup de bélier : 96
VII.2 Etude du coup de bélier : 97
VII.2.1 Méthode de calcul d'un réservoir d'air anti-bélier : 97
VII.2.2 La célérité de l'onde : 99
VII.2.3 La valeur du coup de bélier : 100
VII.2.4 Calcul du coup de Bélier : 100
VII.2.5 Calcul du volume d'air : 101
VII.2.6 Calcul le diamètre de diaphragme 103

Chapitre VIII : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES DU RESEAU

VIII. POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES DU RESEAU 105
VIII.1 La pose de canalisation : 105
VIII.1.1 Principe de la pose de canalisation : 105
VIII.1.2 Type de pose de canalisations : 106
VIII.2 Accessoires du réseau d'AEP : 107
VIII.2.1 Les robinets-vannes : 107
VIII.2.2 Les clapets anti-retours : 107
VIII.2.3 Les ventouses : 107
VIII.2.4 Les bouches et poteaux d'incendie : 107
VIII.3 Les pièces spéciales de raccordement : 108
VIII.3.1 Les coudes : 108
VIII.3.2 Cônes : 108
VIII.3.3 Les tés : 108
VIII.3.4 Les crois de jonction : 109
VIII.3.5 Les manchons : 109
VIII.4 Les organes de mesure : 109
VIII.4.1 Mesure de débit : 109
VIII.4.2 Mesure de pression : 109

VIII.5 Un réservoir anti-bélier : 110

Chapitre IX : Organisation du chantier et Management de projet

IX. Organisation du chantier et Management de projet 112

IX.1 Etapes de la réalisation d'un réseau d'AEP : 112

IX.2 Matérialisation de l'axe : 112

IX.3 Nivellement de la plate-forme de pose : 112

IX.4 Les engins utilisés : 112

IX.5 Décapage de la couche de terre végétale : 113

IX.6 Excavation des tranchées : 113

IX.6.1 La profondeur (Htr) : 114

IX.6.2 Largeur de la tranchée b : 114

IX.7 Déblais d'excavation : 114

IX.8 Volume des remblais compacté : 115

IX.8.1 Le volume du lit du sable : 116

IX.8.2 Le volume de l'enrobage : 116

IX.8.3 Volume de la conduite : 116

IX.9 Calcul des volumes de travaux de château d'eau : 117

IX.10 Calcul des volumes de travaux de Réservoir tampon : 119

IX.10.1 Calcul de volume des déblais : 120

IX.10.2 Calcul de volume de tout-venant : 120

IX.10.3 Calcul de volume de béton de propreté : 120

IX.10.4 Calcul de volume de béton armé : 121

IX.10.5 Calcul de volume de remblai compacté 122

IX.11 Evaluation du projet : 122

IX.11.1 Devis estimatif d'établissement du projet : 122

IX.11.2 Devis global : 123

IX.12 Planification des travaux : 124

IX.12.1 Définitions des tâches et leurs durées : 124

IX.12.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) : 125

BIBLIOGHRAPHIE

ANNEXE

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Figure I.1: Situation géographique de Ksar El Abtal (W de Sétif)……..…….04

Figure I.2 : la variation des précipitations moyennes mensuelles (Source l'ANRH)…...….07

Figure I.3 : Carte des zones sismique de l'Algérie (Source : RPA 99)…….....09

Figure I.4 : château d'eau 300 m3……..……..10

Figure I.6 : château d'eau 150 m3……...……..……..**10**

Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX

Figure II . 2 : répartition de la population à différents horizons……..……..14

Figure II.2 : Régime de la consommation horaire (2053)……..22

Figure II.3 : Courbe des débits cumulés (2053)…….23

Chapitre III : DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'AEP EXISTANT

FigureIII.1 : l'abri de forage Zdim et ses équipements…….26

FigureIII.2 : Schéma synoptique d'AEP Ksar El Abtal…….26

FigureIII.3 : château d'eau de volume 300m^3 et ses dimensions……...28

Figure III.4 : La passerelle et l'escalier dans le château d'eau 300 m3……..…….**28**

Figure III.6 : La passerelle et l'escalier dans le château d'eau 150 m3……..**29**

Figure III.7 : les équipements du château d'eau 150 m3……**29**

Figure III.8 : Simulation en cas de pointe……..**35**

Figure III. 9 : Simulation en cas de pointe + incendie……...**36**

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN NOUVEAU RESEAU DE DISTRIBUTION

Figure IV.1 : Schéma synoptique de réseau de distribution + position de château d'eau projeté et point neutre (le point le plus défavorable) …….....**51**

Figure IV.2 : la vitesse et pression pour le cas de pointe……....**53**

Figure IV.3 : la vitesse et pression pour le cas de pointe + incendie……..**55**

Figure IV.4 : la vitesse et pression pour le cas d'arrêt un des châteaux d'eau de volume 300 m3……**57**

Chapitre V: ADDUCTION ET POMPAGE

Figures V.1 : Schéma synoptique de réseau d'adduction Première variante**……63**

Figures V.2 : Schéma synoptique de réseau d'adduction Deuxième variante……..**63**

Figures V.3 : diagramme de diamètre économique en fonction le cout…….…..**65**

Figures V.4 : Schéma de simulation de l'adduction projetée de chef-lieu de la commune Ksar El Abtal…….……**...77**

Figures V.6: représente les courbes caractéristiques de la pompe choisie…….....**79**

CHAPITRE VI : RESERVOIRS

Figure VI.1 : Matérialisations d'incendie……..**84**

Figure VI.2 : Schéma synoptique de réseau de distribution + position de château d'eau projeté et point neutre…….……..**88**

Figure VI.3 : Equipements hydrauliques des réservoirs…….**89**

Figures VI.4 : Schéma synoptique de réseau d'adduction Deuxième variante……...**92**

CHAPITRES VII : Coups de Bélier en Refoulement

Figures VII.1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier…….**96**

Figures VII.2 : Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir……...……...**96**

Figures VII.3 : Abaques de Puech et Meunier pour l'étude de la dépression d'une conduite protégée par réservoir d'air pour notre conduite de refoulement……**102**

CHAPITRES VIII : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES DU RESEAU

Figure VIII.1 : Schéma favorable de pose de canalisation……..……..**105**

Figures VIII.2 : Pose de canalisation en tranchée……..**106**

Figures VIII.3 : Bouches et poteaux d'incendie……**108**

Chapitre IX : ORGANISATION DU CHANTIER ET MANAGEMENT DE PROJET

Figure IX.1 : Dimensionnement le château d'eau de 700 m3……**119**

Figure IX .2 : Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation des deux réservoirs surélevés et tampon……**127**

Figure IX .3: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau d'adduction et distribution……..**127**

Liste des Tableaux

Chapitre I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Tableau I . 1: Récapitulatif des altitudes et les déclivités de Ksar El Abtal W. Sétif…….**5**

Tableau I . 2: Récapitulatif des Précipitations moyennes mensuelles (Source l'ANRH)…..**7**

Tableau I . 3: Température moyenne mensuelle de Ksar El Abtal…….**7**

Tableau I . 4: Les caractéristiques des forges alimentant la zone d'étude……...….**9**

Tableau I . 5: Les caractéristiques des conduites d'adductions provenant des deux forages.**10**

Tableau I . 6: Les caractéristiques des Château d'eau existants**……10**

Tableau I . 7: Récapitulatif des Longueurs et des diamètres selon le matériau (Conduites primaires et secondaires)…….…..**11**

Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX

Tableau I.8: Estimation de la population…….……14

Tableau I.9: Besoins domestiques……15

Tableau I.10: Besoins scolaires……..16

Tableau I.11: Besoins sanitaires…….……16

Tableau I.12: Besoins administratifs…….……16

Tableau I.13: évaluation des besoins socioculturels……..……17

Tableau I.14: Estimation des besoins commerciaux……..……...17

Tableau I.15 : évaluation des besoins d'arrosage……..…….17

Tableau I.16 : Besoins totaux de l'agglomération……..18

Tableau I.17: Besoins totale de l'agglomération y compris le débit de fuite……....18

Tableau II.11 : Récapitulatif des débits journaliers Q moyj, Q max.j, Q min.j…….19

Tableau II.12 : Variation de la consommation horaire maximale……..20

Tableau II.13 : Variation de la consommation horaire minimale……...**21**

Tableau II.118 : Variation de la consommation horaire de l'agglomération……**21**

Chapitre III : Diagnostic du Système d'AEP Existant

Tableau III.1 : Les Coordonnées des deux forages……..……**25**

TableauIII.2 : Etat des équipements du château d'eau de volume 300 m^3..……**28**

Tableau III.3 : Etat des conduites de distribution……..……..……**30**

Tableau III.4 : les données de vérification le réseau d'AEP……..……...… **31**

Tableau III.5 : les données de consommation des équipements du réseau d'AEP..…….**31**

Tableau III.11: Production de la source actuel « Ksar El Abtal chef-lieu»……..……**38**

Tableau III.12: Bilan de ressources en eau et les besoins à différents horizons…….**38**

Tableau III.13 : Détermination de la capacité du stockage actuel 2023……...……..**39**

Tableau III.14 : Bilan de capacité de stockage……**40**

CHAPITRE IV : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN NOUVEAU RESEAU DE DISTRIBUTION

Tableau IV.1 :Récapitulatif des donnés pour le calcul du cas de pointe……..…..**46**

Tableau IV.2 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe)……..…….**46**

Tableau IV.3 : les résultats de calcul à partir la répartition arbitraire……..…....**50**

Tableau IV.4 : les donnes des deux réservoirs alimentant le chef-lieu……..…….**50**

Tableau IV.5 : caractéristiques hydrauliques tronçons (cas de pointe)……...**52**

Tableau IV.6 : Etat des nœuds du réseau (cas de pointe)……**53**

Tableau IV.7 : caractéristiques hydrauliques tronçons (cas de pointe + incendie)…….……**54**

Tableau IV.8 : Etat des nœuds du réseau (cas de pointe + incendie)**……..……54**

Tableau IV.9 : caractéristiques hydrauliques des tronçons (Arrêt de château d'eau de volume 300 m3)…….……**56**

Tableau IV.10 : Etat des nœuds du réseau (cas en panne d'un des châteaux eau)…….…**56**

Chapitre V: ADDUCTION ET POMPAGE

Tableau V.1 : les caractéristiques des nouveaux forages……...**62**

Tableau V.2 : La variation de prix du KWh d'énergie en fonction des heures de la journée……..**65**

Tableau V.3 : la variation du coefficient M selon le type de matériaux de construction des conduites……...**66**

Tableau V.4 : tableau récapitulatif des diamètres normaliser des conduites : Forages-station de pompage……**69**

Tableau V.5 : les frais d'investissement des conduites Forages-station de pompage**……..69**

Tableau V.6: les frais d'exploitation des conduites Forages-station de pompage....……...**70**

Tableau V.7 : Tableau récapitulatif des données de calcule économique……**70**

Tableau V.8 : les frais d'investissement de conduite de station de pompage - château d'eau de volume 700 m3…….……..**70**

Tableau V.9: les frais d'exploitation de conduite Station de pompage -château d'eau de volume 700 m3……..**71**

Tableau V.10: Bilan des coûts (Exploitation- Amortissement)……**70**

Tableau V.11 : Tableau récapitulatif des données de calcule économique……**70**

Tableau V.12: les frais d'investissement de conduite : Station de pompage -château d'eau de volume 300 m3……...**70**

Tableau V.13 : les frais d'exploitation de conduite Station de pompage -château d'eau de volume 300 m3……**70**

Tableau V.14 : Bilan des coûts (Exploitation- Amortissement) …...……...…...**72**

Tableau V.15 : les frais totaux de la première variante……..….**72**

Tableau V.16 : Choix la cote du réservoir tampon……..…**73**

Tableau V.17 : tableau récapitulatif des diamètres normalisés des conduites de refoulement C1, C2, C3 après la simulation……..….**73**

Tableau V.18: les frais d'investissement des conduites Forages……...……..**74**

Tableau V.19 : les frais d'exploitation des conduites Forages……**74**

Tableau V.20 : Tableau récapitulatif des données de calcul économique……...…**74**

Tableau V.21: Tableau récapitulatif des calculs des caractéristiques de fourchette des diamètres choisis……**74**

Tableau V.22 : calcul des frais d'amortissement……..…**75**

Tableau V.23 : calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)……...……**75**

Tableau V.24 : Calcul des frais d'exploitation……...……..**75**

Tableau V.25: Bilan des coûts (Exploitation- Amortissement) …...……...……....**75**

Tableau V.26 : comparaison entre le coût des deux variantes……...…….…….……**76**

Tableau V.27 : le diamètre choisi pour le tronçon forages-réservoir tampon…….…….**76**

Tableau V.28: Tableau récapitulatif des diamètres des conduites de refoulement…...…...**76**

Tableau V.29: Tableau récapitulatif des diamètres des conduites gravitaires après la simulation……...…….**77**

Tableau V.30: Les différentes variantes de pompes du forage……..….....**99**

Chapitre VI : RESERVOIRS

Tableau VI.1 : Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation……..**86**

Tableau VI.2 : Résultat du calcul du volume total du réservoir d'alimentation…….**87**

Tableau VI.3 : les résultats de calcul à partir la répartition arbitraire……**88**

Tableau VI.4 : Caractéristiques du château d'eau de volume 700 m3…….……...**90**

Tableau VI.5 : Choix la cote du réservoir tampon……...…….……..**91**

Tableau VI.6: Caractéristique des conduites gravitaires……...…….…….....**93**

.

Tableau VI.7 : Caractéristiques du réservoir tampon…….…….**93**

CHAPITRES VII : COUPS DE BELIER EN REFOULEMENT

TableauVII.1 : les caractéristiques de la conduite de refoulement……..…….**97**

Tableau VII.2 : Caractéristiques de Profil en long de la conduite de refoulement…..……**98**

TableauVII.3 : Calcul de la valeur du coup de bélier dans le tronçon Forages-réservoir tampon PEHD PN 16 D=400 mm……..……...**100**

Tableau VII.4 : Caractéristiques de profil en long de la conduite de refoulement..……....**101**

Chapitre IX : ORGANISATION DU CHANTIER ET MANAGEMENT DE PROJET

Tableau IX.1 : les engins utilisés……..….**112**

Tableau IX.2 : Le volume à excaver……..**115**

Tableau IX.3 : Le volume du remblai……..…..**117**

Tableau IX.4 : Caractéristiques du château d'eau de volume 700 m3……..**117**

Tableau IX.5: Calcul le volumes de déblai pour le réservoir tampon…….....**120**

Tableau IX.6: Calcul du volume tout-venant pour le réservoir tampon…….120

Tableau IX.7: Calcul du volume du béton de propreté pour le réservoir tampon…….…**121**

Tableau IX.8: Calcul du volume du béton armé pour le réservoir tampon……..…..**121**

Tableau IX.9: Calcul du volume du béton armé pour la coupole du réservoir tampon…..**122**

Tableau IX.10 : Calcul du volume du remblai compacté du réservoir tampon……..**122**

Tableau IX.11 : Devis estimatif de l'établissement des conduites et les ouvrages……..**123**

Tableau IX.12 : devis estimatif et quantitatif du château d'eau…….…….**123**

Tableau IX.13 : Devis estimatif global……..….**124**

Tableau IX.14: Les taches de réalisation de château d'eau et réservoir tampon……**124**

Tableau IX.15: temps de réalisation des opérations de réseau de distribution et adduction…….…….**125**

Tableau IX.16 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier…..**125**

Tableau IX.17 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier…..**125**

Introduction Générale

Introduction Générale

L'eau est une source de la vie et de développement, comptée parmi les richesses naturelles les plus précieuses avec une importance considérable pour le développement sociale et économique du pays.

Afin de fournir de l'eau potable aux consommateurs, elle doit passer par un système d'alimentation qui est dimensionné pour un certain horizon, et commence à perdre ses performances hydrauliques avec le temps

Notre étude va porter sur L'agglomération de chef-lieu de la commune de Ksar El Abtal wilaya de SETIF qui reconnait actuellement un problème crucial en point de vue alimentation en eau potable. Devant de telles situations, il est impératif de concevoir des systèmes judicieux d'adduction, de stockage, et de distribution ainsi qu'une gestion efficace afin de satisfaire la demande et de pallier les pertes.

Dans ce cadre s'inscrit le thème de notre mémoire intitulé : Diagnostic et étude de dimensionnement du Système d'AEP de la commune de Ksar El Abtal (W. SETIF).

L'objectif de ce travail consiste à faire un diagnostic du réseau existant et détecter tous les problèmes que cette dernière rencontre pour améliorer l'approvisionnement en eau potable de la ville et pour assurer la bonne alimentation en eau potable à l'horizon de 2053.

Pour cela on devise notre travail en neuf chapitres principaux :

- Présentation de la ville ;

- estimation des besoins en eaux ;

- Diagnostic du Système d'AEP Existant ;

- Etude du réservoir ;

- Etude du réseau de distribution ;

- Adduction et pompage ;

- Protection des conduites contre le coup de bélier ;

- Pose de canalisation et accessoires ;

-Organisation du chantier et management de projet.

Chapitre I : Présentation de la zone d’étude

I. Présentation de la zone d'étude

Introduction

Un projet d'alimentation en eau potable nécessite, l'étude du site pour connaitre toutes les caractéristiques notamment hydrauliques propres au chef-lieu de la commune de Ksar El Abtal W. de Sétif. Parmi ces caractéristiques, nous citons : la connaissance détaillée des lieux comme la situation géographique, topographique, climatique, sismicité et hydraulique. Le but de notre projet c'est de doter la dite commune d'un système d'alimentation en eau potable capable de satisfaire les besoins en eau potable de tous les types de consommateur rencontrés dans cette commune.

I.1 Situation géographique :

La commune de Ksar el Abtal porte le nom historique du camp de détention de KSAR AL ABTAL, était issue du découpage administratif de l'année 1985 dépendant administrativement de la commune d'origine d'AIN OULMENE. Elle est située à 6 km du siège de la Daira. Elle est limitée au Nord par la commune de Guellal, à l'EST par la RN 28 et la commune d'Ain Oulmene, au Sud par la commune d'Ain Oulmene et Ouled Si Ahmed, et à l'OUEST par la W. Bordj Bou Arriridj.

La commune de Ksar EL Abtal occupe une superficie totale de 102 Km², soit 10200 hectares à vocation agricole. Les terres agricoles occupent une superficie 7800 Hectares dépondant des eaux pluviales compte tenu que la région manque de structures hydrauliques modernes. La commune de Ksar El Abtal est la deuxième commune au niveau de la daïra du point de vue nombre d'Habitants, en tenant compte du chef-lieu de la commune et de deux agglomérations secondaires (EL Kharba, et Ouled M'hala).

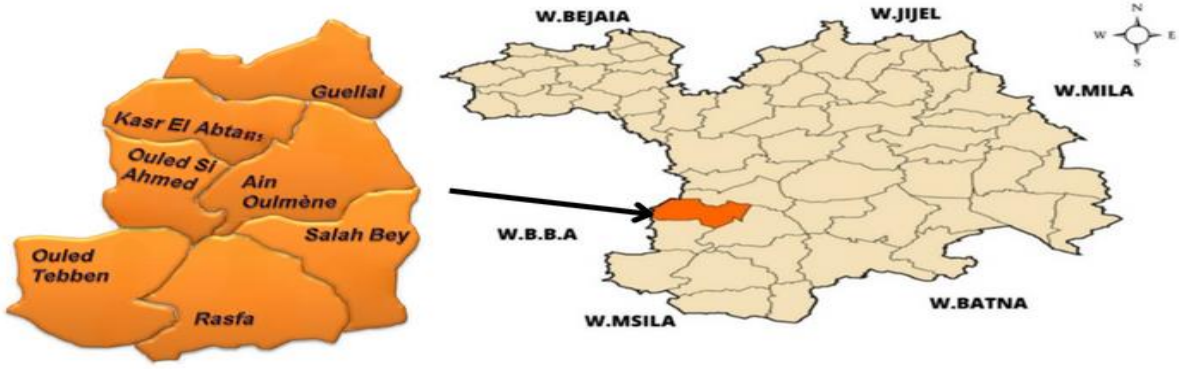


Figure I.1: Situation géographique de Ksar El Abtal (W de Sétif)

(Source : Découpage administratif de l'Algérie et Monographie)

I.2 Situation topographique :

La topographie joue un rôle important dans les études d'alimentation en eau potable en effet le schéma d'alimentation peut varier d'un relief à un autre (terrain plat ou accidenté).

Le chef-lieu de la commune de Ksar El Abtal est située à une Latitude de : 35.9742 et une Longitude : 5.2881 donc 35° 58′ 27″ Nord et 5° 17′ 17″ Est.

Dans l'ensemble du périmètre d'étude, les altitudes oscillent entre 850 m à plus 1250 m, et les déclivités, réparties en trois catégories (voir tableau 01) :

Tableau I.1: Récapitulatif des altitudes et les déclivités de Ksar El Abtal W. Sétif.

Altitude(m)	Surface(ha)	En (%)	Déclivité (%)	Surface(ha)	En (%)
850à 900	1500	14,71	Moinsde5%	6000	58,82
900à 950	3600	50	5% à 10%	1200	11,77
Plusde950	5100	35,29	10% à plus de 20%	3000	29,41
Commune	10200	100	-	10200	100

Source:(PNE)

Interprétation

- **Les altitudes :**

Le tableau 01 va nous permettre d'apprécier l'aspect altimétrique de la zone d'étude qui se répartit comme suit :

a) Ensemble compris entre 850 m et 900 m :

Cet ensemble se situe dans la partie NORD EST du périmètre communal, elle occupe une assiette foncière de l'ordre de 1500 hectares, qui représente plus de 14,7% de la surface total. Cette zone constitue la zone la plus basse traduisant l'existence des dépressions (cuvette fermée)

b) Ensemble compris entre 900 m et 950 m :

Cet assemble occupe la partie centrale du territoire communal, sur une assiette foncière s'élevant à 3600 hectares, soit 50% de la surface communal. Elle constitue la zone plaine, où on constate la concentration des activités socio-économiques.

c) Ensemble compris entre 950 m jusqu'à plus de 1250 m :

Cet ensemble est concentré à l'OUEST de la commune, où il représente 35,29% de la superficie communale totale, soit 5100 hectares.

- **Les déclivités** *(pente)* **:**

Nous avons composées les déclivités en trois grands ensembles représentés dans le tableau 01, par ordre de croissance de déclivité, ainsi que leurs superficies respectives.

a) Ensemble de moins de 5% :

Cet ensemble occupe la majeure partie de la commune avec 6000 hectares, qui représentent plus de 58% du territoire communal. Il caractérise la zone plaine.

b) Ensemble de 5% à 10% :

Cet ensemble occupe une assiette foncière minime s'élève à 1200 hectares, et qui représente 11,77% de la surface totale. Elle constitue les piémonts de la zone montagneuse.

c) Ensemble de 10% à 20% :

Il représente la zone montagneuse, concentrée à l'OUEST de la commune (Djebel Zdim, et Hassan), cet ensemble occupe une assiette foncière de l'ordre de 3000 hectares, soit 29,41% de la surface communal.

I.3 Situation climatologique :

A. Le climat :

Le climat est un facteur primordial qui conditionne la vie végétale ainsi que la production agricole. Tous les facteurs climatiques à savoir : température, vent, précipitation, l'humidité relative et l'évaporation influent sur les cultures envisagées dans leurs cycles végétatifs et sur leurs besoins en eau.

Le périmètre d'étude fait partie du climat méditerranéen à étage bioclimatique semi-aride et à sous étage frais. Le territoire du périmètre d'étude subit les influences climatiques des reliefs dominants.

B. Pluviométrie :

La Pluviométrie sur les hautes plaines Sétifiennes en général, et sur le territoire du périmètre d'étude est caractérisée par des variations périodiques et annuelles.
Une série d'années sèche peut succéder à une ou plusieurs années pluvieuses. Les pluies moyennes mensuelles de la période (1991-2020) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.2:Récapitulatif des Précipitations moyennes mensuelles (1991-2020).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	JU	AO	Année
P(mm)	26	34	49	32	30	36	32	26	43	34	10	8	338

NJP	3	3	5	5	6	5	6	3	4	3	2	3	47

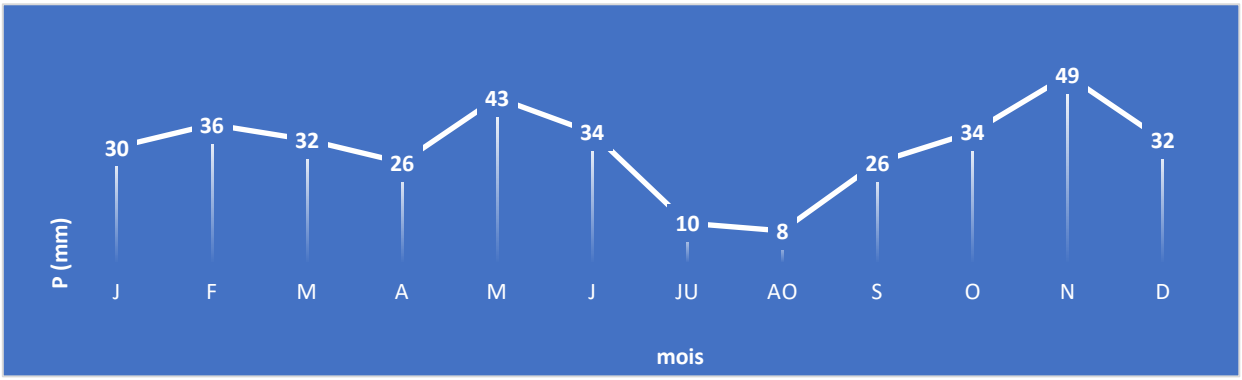


Figure I.2 : la variation des précipitations moyennes mensuelles (Source DRE SETIF 2023)

NB : NJP : Nombre de jour de pluie.

Interprétation :

- Total annuel = 338 mm
- 47 jours de pluie

C. Température :

Les températures de la zone d'étude sont distribuées comme suit tableau (03) :

Tableau I.3 : Température moyenne mensuelle de Ksar El Abtal (1991-2021)

mois	J	F	M	A	M	J	JU	AO	S	O	N	D	Année
moy	18.5	21	21.6	27.5	31.5	36	39.5	39	35.5	28	22.5	17.5	32.5

Source :(DRE SETIF 2023)

- Le minimum absolu des mois les plus froids janvier, Février, Mars est 11 C°, 11 C°,11.5 C° ; respectivement.
- Le maximum absolu des mois les plus chauds Juillet et Aout est égale à 39.5 °C et 39C° respectivement.
- la saison humide débute tardivement, elle s'étend d'Octobre jusqu'à Mai.
- la période sèche s'étend de Mai jusqu'à Septembre.

D. Gelée :

La gelée blanche se manifeste par le dépôt des cristaux de glace à la surface du sol. Le nombre moyen des jours de gelée blanche est de 34 jours par an. (Source :DRE SETIF 2023)

E. Grêle :

La grêle tombe exclusivement de janvier à Mars et on en constate très peu durant

l'automne, cela dit que pendant ces mois elle est agressive (Source :DRE SETIF 2023)

F. Vents :

Les vents dominants sur le territoire du périmètre d'étude du Nord-Ouest et Ouest pendant la saison Hivernale. Ils peuvent être très violents. En été, c'est le sirocco qui souffre, ses effets sont l'élévation des températures déjà fortes ce qui augmente l'intensité de l'évaporation par capillarité et enfin assécher les cultures. Donc les cultures maraichères et industrielles dans ce territoire sont trop consommatrices d'eau. Les vents dominants proviennent de l'Ouest et le Nord-Ouest et les faibles sont les vents du Sud et de l'Est (Source :DRE SETIF 2023)

I.4 Séismicité :

Le phénomène séismique est déclenché généralement par le mouvement des failles. Le degré des dégâts causés dépend du temps que les ondes de cisaillement sont actives, c'est-à-dire plus la vitesse des ondes de cisaillement qui traverse un territoire est faible, et plus elles sont le temps d'activer, donc causer plus de dégât. La vitesse des ondes de cisaillement dépond de la nature du sol.

D'après le nouveau découpage des zones sismiques en Algérie, due au dernier séisme de Boumerdes en 2003, le territoire algérien est divisé en quatre zones sismiques :

- Zone O : sismicité négligeable.
- Zone I : sismicité faible.
- Zone II : sismicité moyenne.
- Zone III : sismicité forte.

Notre zone d'étude fait partie de la wilaya de Sétif, qui occupe la ZONE (II), cela veut dire qu'elle occupe la même zone séismique que celle de la wilaya, donc Ksar El Abtal occupe une zone de moyenne séismicité.

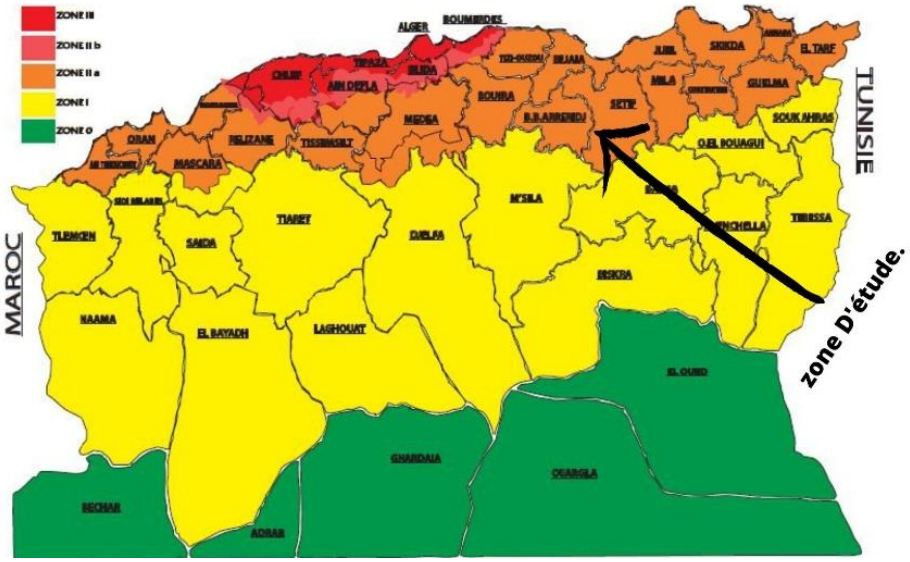


Figure I.3: Carte des zones sismique de l'Algérie (Source : RPA 99)

I.5 Situation hydraulique :

Avant, l'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune de Ksar El Abtal se faisait à partir : d'un piquage sur la conduite alimentant les agglomérations Ain Oulmene et Draa El Miaad provenant du forage de Karma , et du forage zdim située à la commune Ksar El Abtal.

Actuellement la conduite du piquage alimentant Ksar El Abtal est laissée à l'abandon étant donné que le débit du forage Karma est un insignifiant par apport aux besoins des agglomérations Ain Oulmene et Draa El Miaad.

Quant à l'AEP du centre Ksar El Abtal se feras dans toute sa totalité à partir du forage Zdim.

I.5.1 Ressources en eaux mobilisés :

Les différentes ressources en eaux mobilisées à travers le centre sont représentées dans le tableau 04.

Tableau I.4: Les caractéristiques des forges alimentant la zone d'étude.

		Débit Actuel	**Profondeur**	**Niveau statique**	**Niveau Dynamique**
N°	**Forages**	**l/s**	**m**	**m**	**m**
01	Karma1	6	220	200	185
02	Zdim	25	200	68,65	66,85
TOTALE		**31 l/s**			

Source : (DRE)

NB : les valeurs des deux niveaux statique et dynamique sont des profondeurs.

I.5.2 Adduction de ressources mobilisées :

Les caractéristiques des conduites des adductions sont récapitulées dans tableau 05 :

Tableau I.5: Les caractéristiques des conduites d'adductions provenant des deux forages.

Forage	Matériaux	Diamètre	Longueur	Destination
Karma 1	Amiante-ciment	200mm	3000m	-Château d'eau de volume 300m3 -Château d'eau de volume 150m3
Zdim	PEHD	125mm	9000 m	-Château d'eau de volume 300m3

Source : (DRE)

I.5.3 Les ouvrages de stockage :

Le chef-lieu de la commune de Ksar El Abtal est caractérisé par un terrain pratiquement plat, ce qui explique que le réseau de distribution est alimenté gravitairement par deux réservoirs surélevés (châteaux d'eau).

Tableau I.6: Les caractéristiques des Château d'eau existants.

Capacité	Type	Hauteur de la cuve	Ctn	Cr	Alimentation
300m^3	Surélevé	17	913	930	F. Karma1 ; F. ZDIM
150m^3	Surélevé	10	913	924	F. ZDIM

Source : (DRE)

Il est à signalé que :

- le château d'eau de volume 150 m^3 est a été conçue dans le cadre de la réalisation des villages agricoles ce qui explique sa hauteur réduite (10 m).
- Le château d'eau de volume 300 m^3 alimente le centre de la commune Ksar El Abtal.



Figure I.4: Château d'eau 300 m3



Figure I.2:Château d'eau 150m3

I.5.4 La distribution :

Le réseau de distribution du chef-lieu de la commune Ksar El Abtal (dite le village) est un système mixte, la longueur totale du réseau primaire et secondaire et de **19088 mL**, et elle est répartie par matériaux comme suit :

Tableau I.7: Récapitulatif des Longueurs et des diamètres selon le matériau (Conduites primaires et secondaires)

Matériau		**Diamètre(mm)**	**Longueur (m)**
PEHD		125	1140
		90	30
ACIER	Acier noir	160	152
	Acier galvanisé	110	274
PVC		125	17 489
		110	
		90	
		63	
		50	
		40	
TOTALE			19 088 ml

Conclusion

A travers ce chapitre, des données nécessaires ont été défini pour la région, sujet de cette étude. De point de vue topographique, il ressort que cette région est dotée d'un terrain plat. La zone est soumise à un climat méditerranéen et une sismicité moyenne,

L'alimentation en eau potable est assurée à partir de 02 forage, ainsi que de 2 châteaux d'eau pour un total de 450 mètres cubes de stockage. Ces données brutes nous permettront par la suite de réaliser un diagnostic précis du réseau d'alimentation en eau potable existant.

A partir des informations disponibles dans la région à étudier, nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de chef-lieu de la commune de Ksar El Abtal.

Chapitre II : ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX

II. ESTIMATION DES BESOINS EN EAUX

Introduction :

Une bonne étude de projet commence tout d'abord par une estimation convenable des différents besoins que l'agglomération peut exiger. En prenant en considération les besoins futurs de la population, non seulement selon l'accroissement de la population dans le temps, mais aussi selon l'extension des équipements dans la zone étudiée.

L'objectif de ce chapitre est de fournir une estimation précise et fiable des besoins en eau potable d'une agglomération afin de permettre une planification efficace de l'approvisionnement en eau pour répondre aux besoins actuels et futurs de la population.

Les besoins en eau sont classés comme suit :

- Les besoins domestiques.
- Les besoins des équipements publics (scolaire, administratifs, sanitaires, culturels,).
- Les besoins industriels.

Nous commençons par une estimation de la population, par la suite nous passons à la détermination des besoins en eau pour les différentes catégories de consommation domestique, scolaire, sanitaire, socioculturelle et commerciale, et la détermination des différentes variations de la consommation.

II.1 Estimation de la population future :

En 2023, la population de chef-lieu de la commune Ksar El Abtal était de 14 000 habitants (Source A.P.C). Etant donné que la ville est en pleine extension, nous travaillons pour un horizon de **30ans**. La population future sera estimée selon la relation suivante :

$$\mathbf{P_n = P_0 . (1 + \tau)^n}$$

Avec :

- P_n : population à l'horizon futur.
- P_0 : population de référence (2023).
- n : nombre d'années séparant l'horizon de calcul de l'année de référence.
- $\boldsymbol{\tau}$: le taux d'accroissement annuel de la population en (%) dépend de plusieurs facteurs :

  - Du niveau de vie de la population.
  - Du développement socioculturel.

D'après l'APC de la commune, le taux d'accroissement de la région est de **2.5 %.**

L'estimation de la population se résume dans le tableau II.1.

Tableau II.1: Estimation de la population.

Horizon	Actuel	Court Terme	Moyen Terme	Long Terme
Année	2023	2033	2043	2053
Taux d'accr %	2.5	2.5	2.5	2.5
Population	14 000	17 921	22 941	29 366

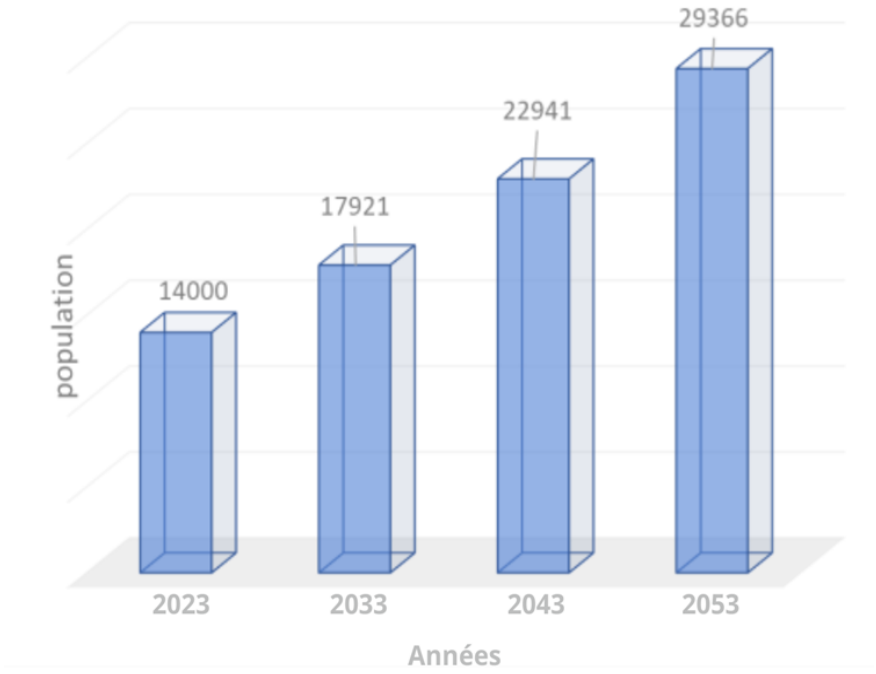


Figure II.1 : répartition de la population à différents horizons.

II.2 Estimation des besoins en eau :

II.2.1 Consommation Moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de l'unité et la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour (m^3/j).

$$\mathbf{Q_{moy,j}} = \frac{\mathbf{Ni \times dot}}{\mathbf{1000}} \quad [m^3/j]$$

Avec : $Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;

Dot : dotation journalière en l/j/unité ; N_i : nombre de consommateurs (Unités) ;

II.2.2 Calcul des besoins en eau pour chaque catégorie de consommateur :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Pour le cas du chef-lieu de Ksar El Abtal, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

-Les Besoins domestiques
-Les Besoins sanitaires
-Les Besoins scolaires
-Les Besoins commerciaux
-Les Besoins socioculturels et sportifs.
-Les Besoins publics

II.2.2.1 Les besoins domestiques :

Selon les informations recueillies auprès de la subdivision de la commune de Ksar El Abtal , La dotation en eau est prise comme suite :

- Actuel 150 l/j/hab ;
- À moyen terme 180 l/j/hab ;
- À long terme 200 l/j/hab ;

Source:(PNE)

Les résultats sont résumés dans le tableau II.2 :

Tableau II.2: Besoins domestiques

Année	Population	La dotation(l/j/hab)	Cons moy jour(m3/j)
2023	14 000	150	2 100
2028	15 840	150	2 376
2033	17 921	180	3 226
2038	20 276	180	3 650
2043	22 941	180	4 129
2048	25 955	200	5 191
2053	29 366	200	**5 873** m**3/j**

II.2.2.2 Les besoins des équipements publics :

NB : "Toutes les dotations qui suivent sont des dotations futures, d'après les statistiques de DRE."

A. Besoins scolaires :

Les besoins scolaires seront calculés en prenant la dotation égale à 10 l/j/unité**.** (Source DRE)

Le tableau II.3 résume les résultats.

Tableau II.3: Besoins scolaires

Désignation	**Unité**	**Nombre Unité**	**Dotation L/j/unité**	**Consommation moy (m3/j)**
04 Crèches	Enfant	100	10	1
05 Ecole primaires	Enfant	2000	10	20
03 C.E.M	Elève	975	10	9.75
02 Lycées	Elève	400	10	4
Total				**34.750 m3/j**

B. Besoins sanitaires :

Les différents besoins en eaux sanitaires des différentes localités sont regroupés dans le tableau II.4 (Source DRE)

Tableau II.4: Besoins sanitaires

Désignation	**Unité**	**Nombre Unité**	**Dotation L/j/lit**	**Consommation Moy. (m^3/j)**
02 Centres de Santé	Lit	500	100	50 m3/j

C. Besoins administratifs :

Les différents besoins en eau d'équipements administratifs sont représentés dans le tableau II.5 (Source DRE)

Tableau II.5: Besoins administratifs

Désignation	**Unité**	**Nombre Unité**	**Dotation l/j/employé**	**Consommation Moy (m^3/j)**
APC	Employé	80	15	1.2
Police	Employé	60	15	0.9
Musée	Employé	5	10	0.05
TOTAL				2.15 m^3/j

(Source DRE)

D. Besoins socioculturels :

Tableau II.6: évaluation des besoins socioculturels

Equipement	Unité	Nombre Unité	Dotation (l/j/unité)	Qmoy, j (m^3/j)
05 Mosquées	Fidèle	4 000	5	20
Bibliothèque	Lecteur	60	5	0,3
03 Salles de sport	Joueur	200	20	4
02 Stades	Visiteur	200	5	1
01 maison de jeunes	Jeune	150	5	0.75
03 hammam	Personne	100	25	2.5
Total				**28.55 m3/j**

(Source DRE)

REMARQUE : on a pris cette valeur de dotation de hammam car elle est la plus économique.

E. Besoins commerciaux :

Tableau II.7: Estimation des besoins commerciaux

Equipement	Unité	NombreUnité	Dotation(l/j/unité)	$Q_{moy, j}$ (m3/j)
02 Marchés	m^2	400	5	2
Restaurants	Repas	300	5	1.5
Cafés	Client	360	5	1.8
02 Abattoirs	Par tête de bétail	20	100	2
03 Douches	Par personne	150	50	7.5
04 stations de Lavage	Par voiture	80	120	9.6
Total				24.4 m3/j

F. Besoins d'arrosage :

Tableau II.8 : évaluation des besoins d'arrosage

Equipement	Unité	Superficie	Dotation (l/j/unité)	Qmoy, j (m^3/j)
02 Jardin publique	m^2	200	5	2 m^3/j

(Source DRE)

II.2.2.1 Les besoins industriels :

Il n'existe aucune activité industrielle dans la commune de Ksar El Abtal .

II.2.3 Récapitulation des besoins en eau de l'agglomération :

Dans le tableau II.9 sont représentés les besoins des différents types de consommateurs rencontrés dans le chef-lieu de la commune de Ksar El Abtal.

Tableau II.9 : Besoins totaux de l'agglomération

Désignation	Domestique	Scolaire	Sanitaire	Administratif	Culturel et sportif	Commerciaux	Arrosage	Total
Consom moy (m3/j)	5 873	34.75	50	2.15	28.55	24.4	2	**6015,039m3/j**

II.2.4 Débit de fuite et de gaspillage :

Afin de prendre les fuites et les gaspillages en considération au niveau du réseau d'alimentation en eau potable et d'éviter toute risque d'insuffisance dans la consommation journalière, il est important de faire une majoration de 15%. Ces fuites sont en fonction du type des conduites et de la nature du terrain.

$$Q_{fuite} = 15\%\ Q_{moy,j} \qquad [m^3/j]$$

Tableau II.10: Besoins totale de l'agglomération y compris le débit de fuite.

Horizon	Qmoy, j	Débit de fuite	Débit total	Unité
2053	6 015,04	902,26	6 917,30	m3/j

II.3 Variations de la consommation journalière :

Durant la journée, la consommation d'eau n'est pas régulière. Elle varie en présentant des maximums et des minimums. Ces variations sont caractérisées par des coefficients d'irrégularités K max et K min.

$$Kmax(\min) = \frac{consomation\ maximale\ (minimale)\ \ journaliere}{consommation\ moyenne\ journaliere} = \frac{Qmax(\min)j}{Q\ moy\ j}$$

II.3.1 Débit maximal journalier :

La consommation journalière maximale, représente le débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année. Elle s'obtient par la relation suivante :

$Qmax, j = Kmax,j * Qmoy,j$ **[m³/j]**

Avec

Kmax, j **:** Coefficient d'irrégularité journalière maximale, telle que $Kmax,j \in \{1.1 \sim 1.3\}$.

II.3.2 Débit minimal journalier :

La consommation journalière minimale, représente le débit du jour où la consommation journalière est la moins chargée de l'année. Elle est représentée par la relation suivante :

$$Q\ min,j = Kmin,j * Qmoy,j \quad \textbf{[m3/j]}$$

Kmin,j **:** Coefficient d'irrégularité journalière minimale, telle que $Kmin,j \in \{0,7 \sim 0,9\}$.

Tableau II.11 : Récapitulatif des débits journaliers Q moyj, Q max.j, Q min.j

Horizon	Besoins totaux Q moy j (m3/j)	K max j	Q max j (m3/j)	K min j	Q min j (m3/j)
2053	6 917,30	1.25	8646,62	0.85	5879,7

II.4 Variation des débits horaires :

II.4.1 Débit moyen horaire :

Ce débit correspond à un débit de consommation moyen pendant la journée la plus chargée.

Il est donné par la formule par suivante :

$$\boldsymbol{Qmoy, h = \frac{Qmax,j}{24}} \quad \textbf{[m3/j]}$$

$Qmoy,$h **:** débit moyen horaire .

$Qmax,$j **:** débit maximum journalie

II.4.2 Débit maximal horaire :

C'est le débit correspondant à la consommation maximale de l'heure la plus chargée pendant la journée. Il est utilisé pour le dimensionnement du réseau de distribution à l'intérieur de l'agglomération, il est donné par la formule suivante :

$$Qmax,\mathbf{h} = Kmax,\mathbf{h} * Qmoy,\mathbf{h} \qquad \mathbf{[m3/h]}$$

Avec :

K max,h: coefficient d'irrégularité de la consommation horaire maximale , déterminé par la formule suivante :

$$Kmax,\mathbf{h} = \alpha_{max} * \beta max$$

Avec :

α_{max} : il tient compte du développement industriel (l'importance de l'agglomération) et les habitudes de la population,

βmax : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population

Tableau II.12 : Variation de la consommation horaire maximale.

Horizon	Kmax,h	Qmoy,h (m^3/h)	Qmax,h (m^3/h)
2053	1.49	360,28	540,41

II.4.3Débit minimal horaire :

C'est le débit correspondant à la consommation minimale de l'heure la plus chargée pendant la journée. Il est utilisé pour le dimensionnement du réseau de distribution à l'intérieur de l'agglomération, il est donné par la formule suivante :

$$Q\mathbf{min, h} = K\mathbf{min,h} * Qmoy,\mathbf{h} \qquad \mathbf{[m3/h]}$$

Avec :

$K_{\min,h}$: coefficient d'irrégularité de la consommation horaire minimale et il est déterminé par la formule suivante :

$$K\mathbf{min,h} = \alpha_{min} * \beta min$$

Avec :

α_{min} : il tenant compte le développement industriel (l'importance de l'agglomération) et les habitudes de la population,

βmin : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population (selon le nombre des habitants).

Tableau II.13 : Variation de la consommation horaire minimale.

Horizon	Kmin,h	Qmoy,h (m3/h)	Qmin, h (m3/h)
2053	0.34	360,28	**129,70**

II.5 Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

La consommation d'une agglomération varie d'une heure à l'autre en fonction du nombre d'habitants selon la formule :

$$\mathbf{Qh} = \frac{\mathbf{Ch}}{\mathbf{100}} * \mathbf{Qmaxj} \qquad [\mathbf{m^3/h}]$$

Avec : $\mathbf{Q_h}$ **:** Débit horaire nécessaire. $\mathbf{C_h}$ **%:** Pourcentage horaire.

Tableau II.111 : Variation de la consommation horaire de l'agglomération

	Agglomération		Cumule	
Heures	Ch (%)	Qh (m^3/h)	Ch cumulé(%)	Qh cumulé(m3/h)
0-1	1,50	129,70	1,50	129,70
1-2	1,50	129,70	3,00	259,40
02-03	1,50	129,70	4,50	389,10
03-04	1,50	129,70	6,00	518,80
04-05	2,50	216,17	8,50	734,96
05-06	3,50	302,63	12,00	1 037,59
06-07	4,50	389,10	16,50	1 426,69
07-08	5,50	475,56	22,00	1 902,26
08-09	6,25	540,41	28,25	2 442,67
09-10	6,25	540,41	34,50	2 983,08
10-11	6,25	540,41	40,75	3 523,50
11-12	6,25	540,41	47,00	4 063,91
12-13	5,00	432,33	52,00	4 496,24
13-14	5,00	432,33	57,00	4 928,57

14-15	5,50	475,56	62,50	5 404,14
15-16	6,00	518,80	68,50	5 922,93
16-17	6,00	518,80	74,50	6 441,73
17-18	5,50	475,56	80,00	6 917,30
18-19	5,00	432,33	85,00	7 349,63
19-20	4,50	389,10	89,50	7 738,72
20-21	4,00	345,86	93,50	8 084,59
21-22	3,00	259,40	96,50	8 343,99
22-23	2,00	172,93	98,50	8 516,92
23-24	1,50	129,70	100,00	8 646,62

D'après ce tableau nous avons **:**

- Qmax h = 540,41 m^3/h
- Qmin h = 129,70 m^3/h

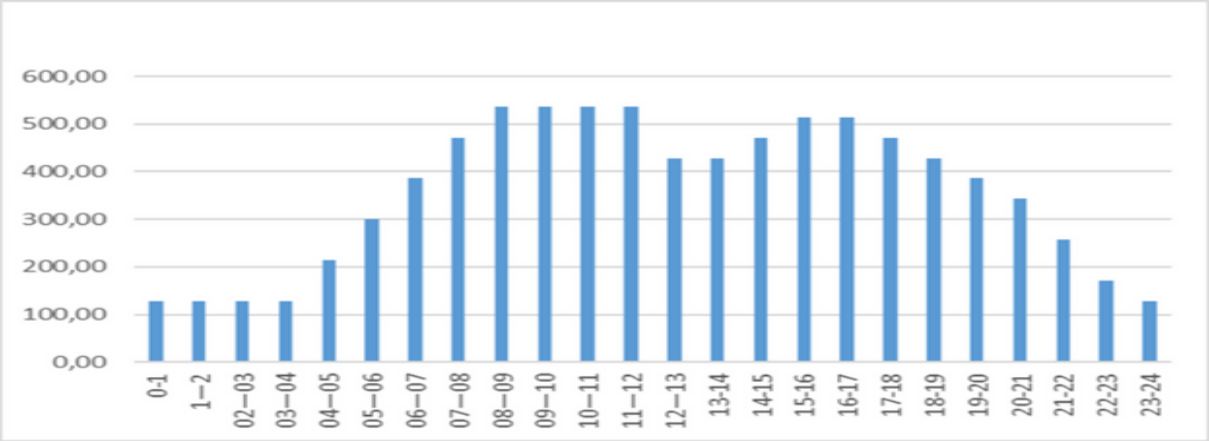


Figure II.2 : Régime de la consommation horaire (2053)

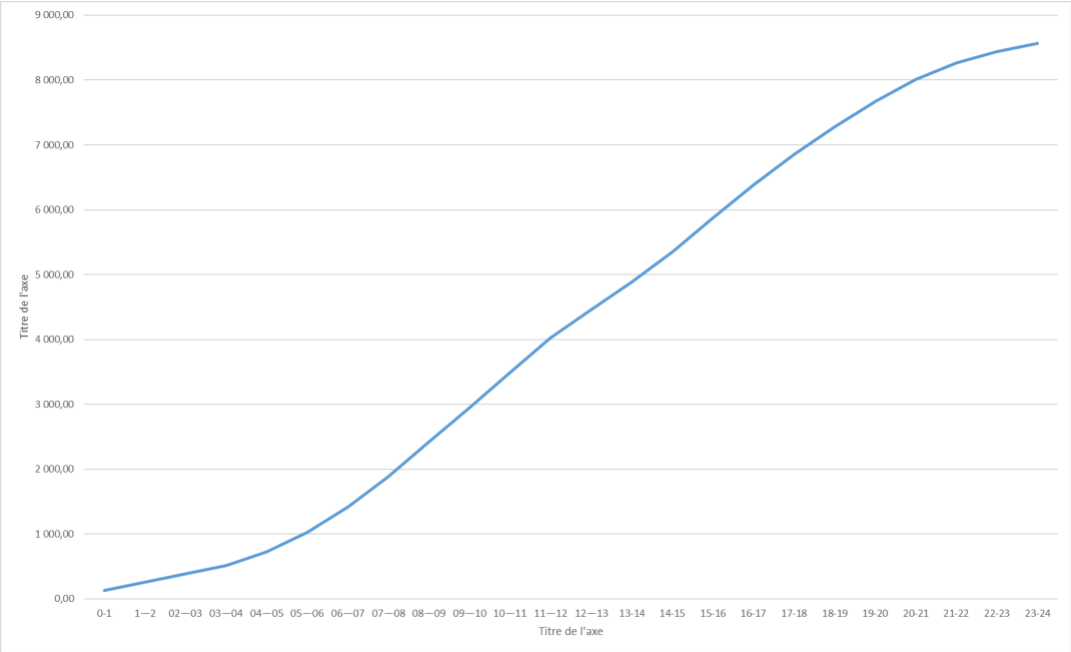


Figure II.3 : Courbe des débits cumulés (2053)

Conclusion :

Notre objectif dans ce chapitre est l'estimation des besoins en eau potable domestiques de l'agglomération à l'horizon 2053. Ce chapitre nous a permis de connaitre le régime de consommation horaire ainsi que la courbe cumulée utile pour la détermination du volume du réservoir.

Chapitre III : Diagnostic du Système d'AEP Existant

III. Diagnostic du Système d'AEP Existant

Introduction

Ce chapitre consiste à définir la situation et l'état actuels du fonctionnement du système d'alimentation en eau potable du chef-lieu de la commune de Ksar El Abtal pour voir s'il y a lieu de proposer un réseau d'alimentation en eau potable qui convient parfaitement aux besoins de notre agglomération jusqu'à l'horizon 2053. Il est envisagé aussi de prendre les mesures qui permettent de répondre à la demande en eau de notre population estimée à 14000 habitants actuellement.

L'objectif de ce chapitre est d'établir également un diagnostic physique et hydraulique du fonctionnement du système d'AEP. Ce diagnostic concernera : les ressources en eau, les réservoirs de stockage, l'adduction et le réseau de distribution.

III.1 Diagnostic physique :

L'objectif du diagnostic physique d'un système d'AEP en hydraulique est d'évaluer l'état de fonctionnement et d'identifier les éventuels problèmes ou dysfonctionnements dans le système. Cela permet de garantir la distribution efficace de l'eau potable aux consommateurs.

III.1.1 Diagnostic des ressources en eau :

Le chef-lieu de Ksar El Abtal a été alimenté par deux forages ayant pour coordonnées suivantes Tableau (III.1).

Tableau III.1 : Les Coordonnées des deux forages

Désignation	Coordonnées du forage (m)		CTN (m)
	Latitude	Longitude	
Forage KARMA « F1 »	35°56′27″ Nord	5° 22′ 16″ Est	925
Forage ZDIM « F2 »	36°02′ 08″ Nord	5° 14′ 26″ Est	902

NB : L'actualisation des cartes géographiques sont en coordonnés UTM.

La source des coordonnées est GOOGLE EARTH.

A. Forage KARMA (F1) :

Le forage Karma est situé au sud-est de la commune de Ksar El Abtal. Son débit d'exploitation actuelle est de **6 l/s** d'après les services de l'ADE. Ce forage était destiné à l'alimentation en eau potable de la commune d'Ain Oulmene, de l'agglomération Draa El Miaad et également au chef-lieu de Ksar El Abtal.

Au fil du temps, le niveau d'eau du forage a baissé, tandis que les besoins des agglomérations ont augmenté. À ce stade, le forage n'est plus en mesure de répondre aux besoins de ces derniers, ce qui a obligé les services de l'ADE d'affecter ce forage pour alimenter les deux agglomérations telles que Ain Oulmene et Draa El Miaad, sachant que son débit ne peut pas arriver à l'agglomération de Ksar El Abtal.

B. Forage ZDIM (F2) :

Le forage Zdim est situé au niveau de la commune Guelell de willaya de Setif. Il est au nord-ouest de la commune de Ksar Al Abtal. IL alimente le château d'eau de volume 300 m3 destiné à l'alimentation en eau du chef-lieu de Ksar El Abtal au moyen d'une conduite en PEHD de DN 125 mm PN16bars, d'une longueur de 9000 ml.

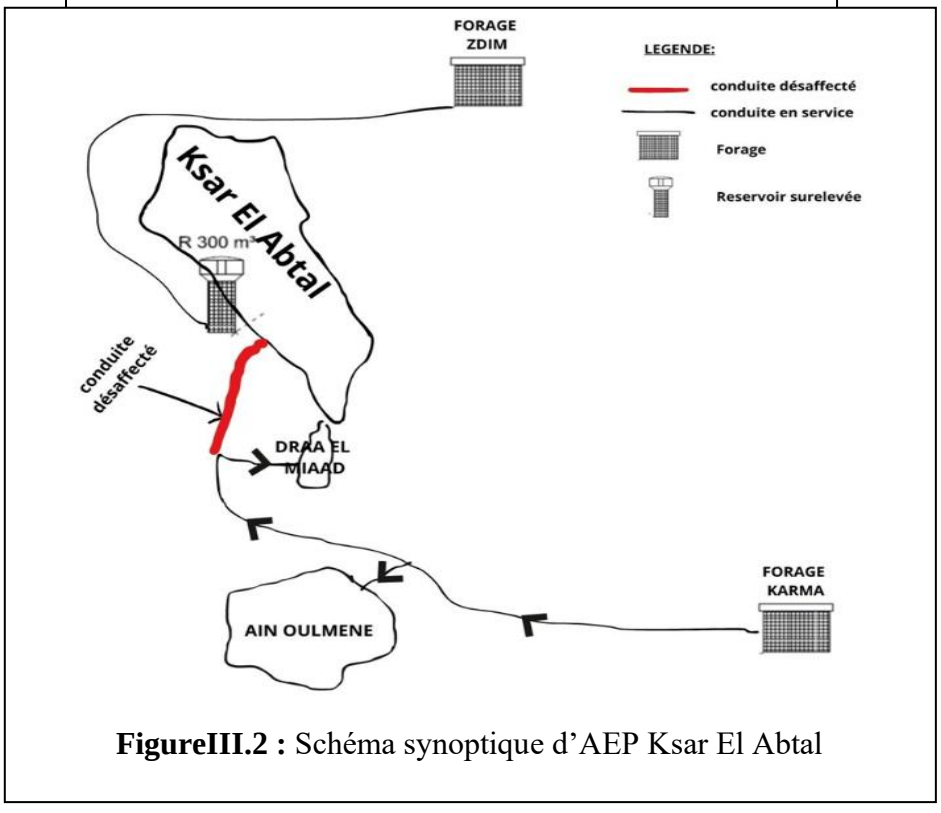
Il a été constaté que :

- Les équipements et accessoires de L'abri du forage sont en bons états.
- La situation physique de la conduite de refoulement est satisfaisante.
- Le Béton armé de l'abri de forage est en bon état.



FigureIII.1 : l'abri de forage Zdim et ses équipements

(Mars 2023)



FigureIII.2 : Schéma synoptique d'AEP Ksar El Abtal

III.1.2 Diagnostic des conduites d'adductions :

Le réseau d'adduction est composé de deux conduites de refoulement :

a. La première conduite d'adduction par refoulement issue du forage Karma est en amiante de ciment de diamètre DN300 mm ,PN16 et d'une longueur de 3000ml qui est destinée à alimenter les deux château d'eau existants de volumes 300m3 et de 150 m3 destinés au chef-lieu de Ksar El Abtal. Cette dernière traverse des terrains privés et présentant beaucoup de fuites et des raccordements illicites, en plus de cela l'amiante de ciment c'est un produit cancéreux qu'il était éliminé pour la consommation d'eau potable.

Actuellement cette conduite n'est pas fonctionnelle pour le chef-lieu de Ksar El Abtal car le débit du forage KARMA arrive juste à satisfaire une partie des besoins de la commune Ain Oulmene sans prendre en considération les besoins de Draa El Miaad en cours de route.

b. Quant à la seconde conduite issue du forage ZDIM refoulant dans le château d'eau de stockage existant de volume 300m³ est réalisée en PEHD de diamètre DN125 PN16bars sur une longueur de 9000 ml traversant des terrains privés et qui est en service dont son état est jugé bon d'après les services de l'ADE.

c. Nous remarquons qu'au niveau du système d'AEP il n'existe aucune protection anti-bélier.

III.1.3 Diagnostic des ouvrages de stockage :

A partir ce qui est déjà mentionné dans le chapitre I, le centre de Ksar El Abtal est alimenté par deux châteaux d'eau.

III.1.3.1 Château d'eau de volume 300m^3 :

A. Etat physique de la chambre des vannes (chambre de manœuvre) :

L'approvisionnement de ce château d'eau s'effectue à partir :

a. La première conduite de refoulement en amiante de ciment de diamètre DN300 PN16bars issue du forage KARMA alimentant les trois agglomérations Ain Oulmene, Draa el Miaad et le chef-lieu de Ksar el Abtal qui a été signalée au paravent que le débit du forage KARMA arrive juste à satisfaire une partie des besoins de la commune Ain Oulmene sans prendre en considération les besoins de Draa El Miaad en cours de route. A ce titre on déduit la désaffectation de son alimentation du centre Ksar el Abtal.

b. Ce qui est de la seconde conduite de refoulement en PEHD de DN125 mm PN20bars L=9000 ml provenant du forage ZDIM. Elle alimente actuellement le château d'eau de volume 300m3 dont son état est jugé acceptable et qui peut servir pour renforcer ce dernier.

c. La distribution de l'eau de ce château vers le réseau est effectuée par une conduite en acier de DN160mm PN10.

d. Il a été constaté que ce château d'eau ne contient aucune réserve d'incendie.

TableauIII.2 : Etat des équipements du château d'eau de volume 300 m^3

Équipements	Photos	Observation
Vannes		bon état
Compteur de volume		bon état
Pompe doseuse		bon état
Conduite de trop pleine		bon état
Conduite de vidange		bon état
By-pass		bon état

(Mars 2023)

Consta : 1-le by-pass est raccordée aux conduites de distribution et de refoulement.

2-la conduite de vidange est raccordée au conduite de trop plein.

B. Etat physique de la structure de château :

Il a été constaté lors de notre visite sur le terrain que l'état de l'ouvrage de génie civil à savoir de la cuve et la tour sont en bon état ce qui a été conclu par l'organisme de contrôle.

Ce château d'eau est équipé d'une passerelle en béton armé étagée (chaque 4m) rond et cylindrique traversant le château au milieu est rattachée à l'escalier construit verticalement avec gréage chaque étage. L'état de la passerelle et l'escalier sont en bon d'après les services de ADE.



FigureIII.3 : château d'eau de volume 300m^3 et ses dimensions.

(Mars 2023)



Figure III.4 : La passerelle et l'escalier dans le château d'eau 300 m3

(Mars 2023)

III.1.3.2 Château d'eau de volume 150m3 :

Ce château d'eau de hauteur 10m a été conçu dans le cadre de la réalisation des villages agricoles pour une hauteur du rez-de-chaussée. Il a été constaté que le mur de la tour est dans un état très dégradé : ce qui prouve que le dosage du béton n'a pas été confectionné conformément aux normes techniques. Sa réception n'a pas fait l'objet par un organisme de contrôle dans le temps, en plus les équipements du château d'eau sont corrodés et présentant des fuites au niveau des joints.

Actuellement ce château d'eau n'est pas fonctionnel et il est abandonné. Il est à rappeler que le débit véhiculé par la conduite alimentant celui-ci n'arrive pas au dit château d'eau vu le déficit qui est désaffecté selon ce qui a été mentionné précédemment.



Figure III.6 : La passerelle et l'escalier dans le château d'eau 150 m3

(Mars 2023)



Figure III.7 : les équipements du château d'eau 150 m3

(Mars 2023)

III.1.4 Diagnostic du réseau de distribution :

Le réseau de distribution est de type mixte (maillé et ramifié) ayant une longueur totale de 19085 ml tous diamètres confondus. L'alimentation du réseau se fait gravitairement à partir des deux réservoirs surélevés existants (R1) -(R2) qui sont situés à la même cote de : 913 m sachant que la configuration du terrain est presque à pente nulle. La majorité des diamètres sont en PVC DN63 PN 10bars. Ce réseau sous-dimensionné, très vétuste et entartré, est posé sans avis de l'organisme de contrôle, dans le cadre de réalisation des villages agricoles.

Tableau III.3 : Etat des conduites de distribution.

Matériau		**Diamètre(mm)**	**Longueur (m)**	**ETAT**
PEHD		125	1140	Position sans étude
		90	30	
ACIER	Acier noir	160	152	Corrodé perforé
	Acier galvanisé	110	274	Acier non d'origine
PVC		125	17 489	Désemboîtement des conduites Profondeur de pose insuffisante
		110		
		90		
		63		
		50		
		40		
TOTAL			19 085 ml	

III.2 Diagnostic Hydraulique :

III.2.1 Type du système de distribution existant :

Le système de distribution existant est à château d'eau en tête (on a pris en considération que le château d'eau de volume 150 m^3est désaffecté). Dans ce système, ce château d'eau de stockage alimente le réseau gravitairement au moyen d'une conduite DN160AC vers le réseau d'alimentation.

III.2.2 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

On procéder une simulation des paramètres hydrauliques du réseau de distribution à l'horizon actuel 2023 par une simulation à l'aide du logiciel Epanet suivant la méthodologie suit les principes habituels de modélisation hydraulique en utilisant la formule de Darcy- Weis Bach, pour déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel 2023.

Les calculs des besoins de consommation à l'horizon actuel 2023 ont été déterminé par la dotation 180 l/s/hab donnait par les services techniques de l'APC (Hydraulique).D'après notre visite sur terrain sur le lieu de réseau de distribution il a été constaté la présence des fuites presque sur la totalité du réseau en outre que l'eau n'arrive pas à une partie des abonnés de ce fait on peut déduire que la situation actuelle du réseau de distribution de l'agglomération ne peut pas prendre en charge cette dotation.

Tableau III.4 : les données de vérification le réseau d'AEP.

Horizon	Taux d'accroissement (%)	Dotation(l/s/hab)	Population	Qmoy ,j (m3/j)
Actuel (2023)	2.5	180	14 000	2 520,000

Tableau III.5 : les données de consommation des équipements du réseau d'AEP.

Besoins Sanitaires (m3/j)	17.25
Besoins Commerciaux (m3/j)	24
Besoins Culturels (m3/j)	15
Besoins Cultuels (m3/j)	10
Besoins de services (m3/j)	20
Total (m3/j)	**89 m3/j**

Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau mixte s'effectuent de la manière suivante :

On détermine :

- La longueur de chaque tronçon,
- Le débit spécifique,
- Les débits routes,
- Les débits aux nœuds.

On va simuler le réseau dans les deux cas de calcul suivant :

- Cas de pointe.

- Cas de pointe + incendie

III.2.2.1 Calcul les débits (cas de pointe) :

✓ Débit de pointe :

$$Qp = Qmax,h = \sum Qr + \sum Qconc \qquad (l/s)$$

Avec :

Q max,h : débit consommé (l/s).

Qr : est le débit en route globale (l/s).

Qconc : Débit concentré (l/s), dans notre cas Qconc = 0

Qp : Débit de pointe (l/s).

AN : $\mathrm{Qp} = \mathrm{Qmax,h} = 234{,}21\ \frac{\mathrm{m3}}{\mathrm{h}} = \mathbf{65,1\ l/s}$

- ✓ Débit spécifique :

Pour le calcul on admet l'hypothèse : la répartition des habitants est uniforme sur la longueur du réseau de distribution.

Le débit spécifique se calcule comme suit :

$$qsp = {}^{Qp}/_{\sum Li} \qquad (\mathrm{l/s/ml})$$

ΣLi : somme des longueurs des tronçons de distribution (ml).

Qp : Débit de pointe (l/s).

AN : $\mathrm{qsp} = 0{,}00341\ \mathrm{L/s/m} = 0{,}01227\ \mathrm{m3/h/ml}$

- ✓ Débit en route :

Pour calculer le débit dans chaque tronçon on utilise la formule suivante :

$$Qri = qsp \times Li \qquad (\mathrm{l/s})$$

Avec : Qri : Débit en route de chaque tronçon (l/s).

qsp : Débit spécifique (l/s/ml).

Li : la longueur de chaque tronçon (ml).

- ✓ Débit au nœud :

Les débits aux nodaux sont des débits de consommation supposés pris au niveau des nœuds. Cette vérification nous permet de voir s'il y a une continuité des débits suivant la formule :

$$Qni = 0.5 \times \sum \mathrm{Qr} + \mathrm{Qcon} \qquad (\mathrm{l/s})$$

∑Qr : somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i.

NB : Les résultats sont repartis dans le tableau III.6 dans annexe.

III.2.3 Présentation du logiciel de calcul :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique (calcul hydraulique d'un réseau de distribution d'eau potable) et qualitatif de l'eau sur des longues durées dans les réseaux sous pression. EPANET pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

III.2.3.1 Capacités pour la Modélisation Hydraulique :

Une modélisation hydraulique honnête et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retours, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une modulation propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (rapaces par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose les formules suivantes : Hazen-Williams, Darcy-Weis Bach, et Chezy-Manning.

III.2.3.2 Formule utilisée :

La perte de charge ou charge hydraulique perdue à cause du frottement de l'eau avec les parois du tuyau peut être calculée en utilisant l'une de ces trois formules

- Formule de Hazen-Williams.
- Formule de Darcy-Weisbach.

Formule de Chezy-Manning

III.2.3.3 Calcul les débits (Cas de pointe +incendie) :

Le calcul de ce cas se fait par la même méthode de celle en cas de pointe sauf on doit localiser le débit d'incendie 17 l/s donné par le château d'eau dans le point le plus défavorable (le plus loin du château d'eau et le plus haut) qui est dans notre cas **le nœud 217** avec une altitude de 916,16.

Dans ce cas le débit d'incendie sera considéré comme un débit concentré dans le nœud 217 donc :

$$Qni = 0{,}5\ \Sigma Qr + 17\ l/s$$

III.2.4 Simulation sur EPANET :

On a introduit les données du réseau tel que les diamètres, les longueurs des canalisations, les altitudes et les demandes de base pour les nœuds, ainsi les caractéristiques du réservoir, pour des valeurs de rugosité de $\varepsilon = 0.1mm$.

Dans ce qui suit les résultats de simulation : vitesse, perte de charge, pression et charge.

NB : pour les deux cas : pointe et pointe + incendie, les résultats de simulation sont repartis dans les tableau : III.7, III.8, III.9, III.10 dans annexe.

- **Cas de pointe**

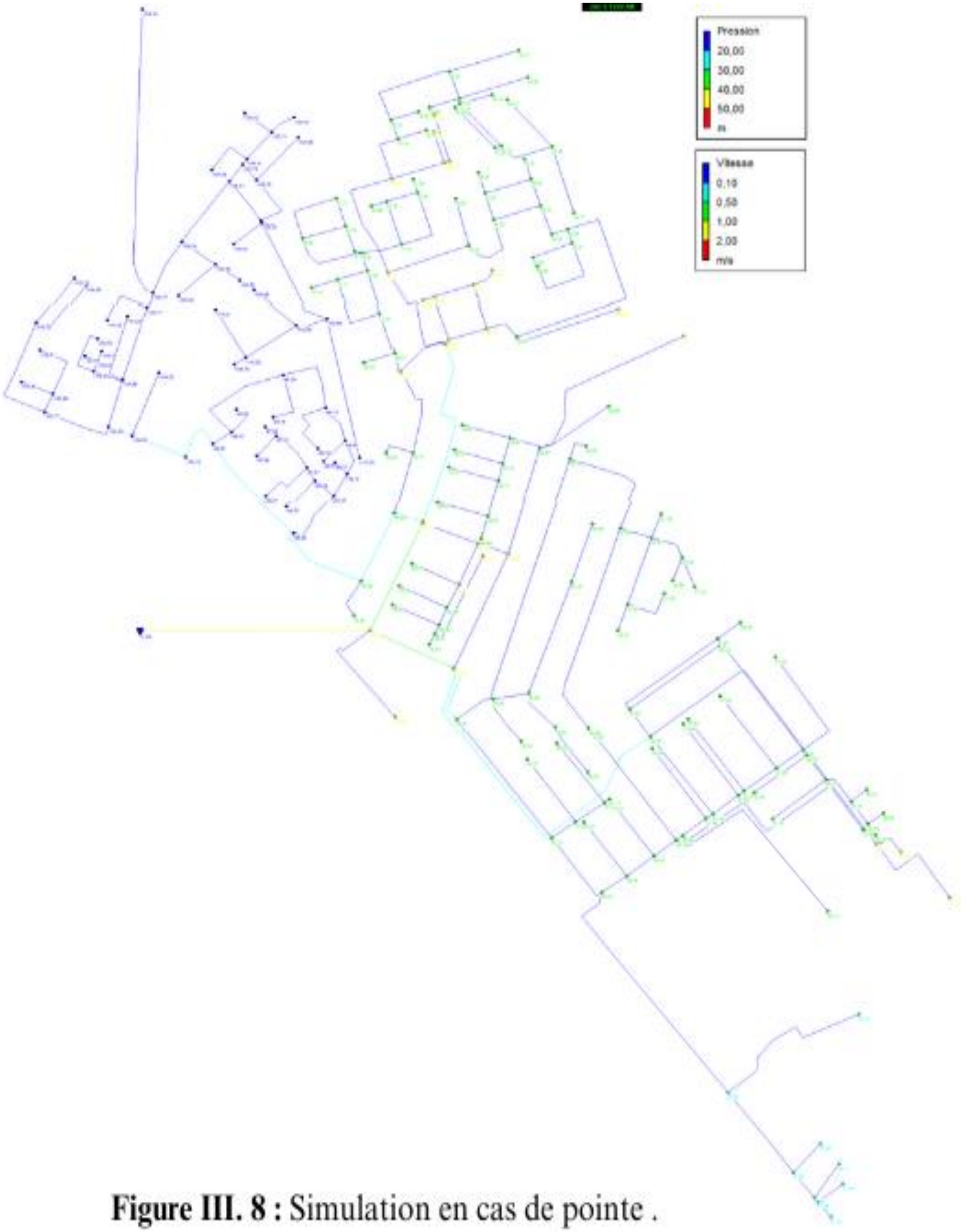


Figure III. 8 : Simulation en cas de pointe .

❖ **Cas de pointe + incendie :**

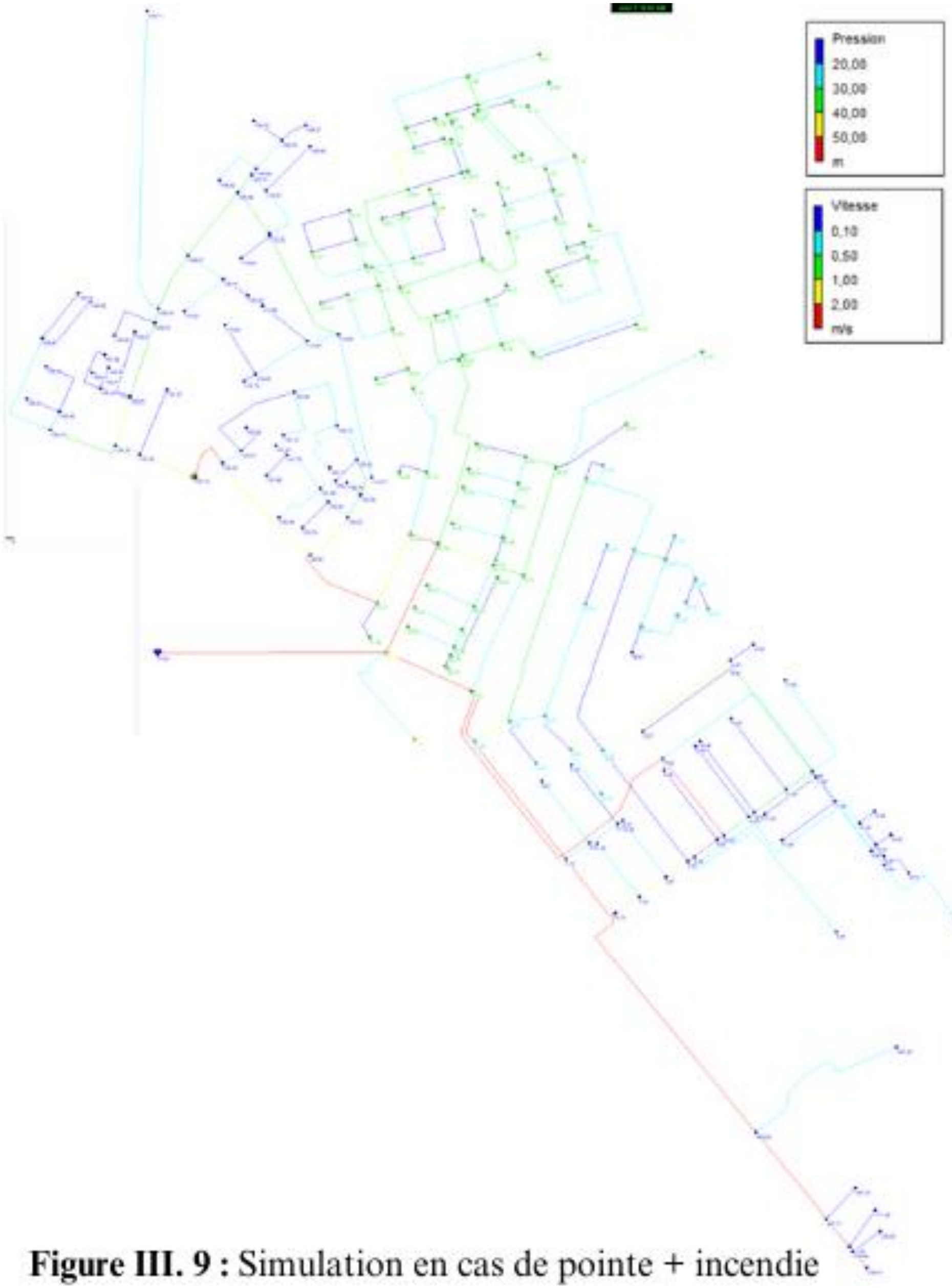


Figure III. 9 : Simulation en cas de pointe + incendie

III.3 Interprétation des résultats du diagnostic :

D'après le diagnostic physique et hydraulique du système d'alimentation en eau potable, et après les résultats de simulation qui sont repartis dans les tableaux III.7, III.8, III.9 et III.10 dans Annexe, on remarque que :

- La majorité des conduites dans le réseau existant de distribution sont des conduites en PVC avec des diamètres de 63mm PN10 bars.
- Apres simulation du réseau d'AEP existant, il a été constaté :
  Nous avons vérifié le réseau actuelle avec les besoins actuelle pour voir ça capacité d'insuffisance, après calcule nous avons remarqué le fonctionnement de ce réseau existant présente des anomalie à savoir pression négative et des grandes vitesses.
  1. Que certaines zones ayant des pressions inferieures au 10 m.c.e (non admissible),en plus il est à signaler que certains quartiers sont alimentée par des citernes.
  2. Ce qui est pour les caractéristiques hydrauliques les vitesse de quelques tronçons de conduite sont inférieurs à 0.5 m/s , tandis que d'autres ont une vitesse atteint plus que 2 m/s.
- L'apparition des pressions négatives dans certains tronçons cela due au mauvais dimensionnement des conduites (des diamètres petites),et en plus la conduite posées n'est pas au mesure de transite le débit du besoins mêmes en temps actuel.
- Les conduites posées en aciers noires sont corrodées présentant des fuites.
- Quant aux conduites en acier galvanisé sont perforées corrodées que cela prouve que l'acier galvanisé posé ne répond pas aux normes techniques de conception, en outre il a été poser sans étude.
- La présence des fuites au niveau des emboitement des conduites en PVC cela est due :
  1. Soit la colle est périmé.
  2. Soit la mal façon de la réalisation d'emboitement.
- Les conduites en PEHD sont posées sans études dans le cadre du volontariat et sans dimensionnement.
- Les pertes de charges sont assez petits à cause le faible écoulement dans les tronçons, on peut faire une démonstration mathématique pour l'illustrer :
  On prend comme un exemple le tronçons P149 dans le cas de pointe + incendie
  Les données : L=16 m ; D=55.6 mm ; v=0.01m/s ; ξ=0.1
  On calcule : $\lambda = \left(1.14 - 0.86 * \ln\left(\frac{\xi}{D}\right)\right)^{-2} = 0.0231$
  Alors : PDC = $3.4 * 10^{-5}$

NB :la valeur trouvait de la pression en signe négative c'est une valeur qui signifie que l'eau ne peut pas atteindre l'étage de l'abonné, mais en réalité n'existe pas une pression négative.

III.4 Bilan de ressources en eau et les besoins pour l'horizon 2023 jusqu'à 2053 :

Après calcul de la consommation maximale journalière. Il est donc nécessaire de vérifier à ce que nos sources vont satisfaire la demande de notre agglomération dans le temps. Nous allons déterminer la balance de ressources en eau par rapport les besoins.

Tableau III.11: Production de la source actuel « Ksar El Abtal chef-lieu».

	Ressources	Production	
Chef-lieu de la commune de Ksar El Abtal	Forage Zdim	25 l/s	2160 m3/j

Nous devons faire une comparaison entre les besoins en eau potable de chef-lieu de la commune Ksar El Abtal et la capacité de production disponible pour les différents horizons, ce c'est qui présenter dans le tableau III.12.

Tableau III.12: Bilan de ressources en eau et les besoins à différents horizons.

Horizon	**actuel (2023)**	**court terme(2033)**	**Moyen terme(2043)**	**long terme(2053)**
Besoin maximale journalier (m3 /j)	3150	4032,27	5161,64	7341,49
Production (m3 /j)	2160	2160	2160	2160
Bilan (m3 /j)	-990	-1872,27	-3001,64	-5181,49

Selon le bilan des besoins en eau potable et le volume produit pour le chef-lieu on constate qu'il y a un déficit dans la production à partir l'horizon actuel 2023 ce qui obliger de chercher de nouvelles sources supplémentaires.

III.5 Analyse de la capacité de stockage :

Un réservoir est un ouvrage construit dans le but de stocker l'eau et la régulation des débits et des pressions. La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie. Elle est calculée pour satisfaire aux variations journalières de débit de consommation en tenant compte du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

III.5.1 Principe de calcul :

Pour estimer la capacité d'un réservoir, on a recouru soit à la méthode graphique, soit à la méthode analytique. On utilise la méthode analytique qui consiste à déterminer pour chaque heure de la journée le résidu dans le réservoir afin de déterminer son volume qui sera :

$$Vr = (a\ (\%) \times Q\ max,j\ ) / 100 \qquad [m3]$$

Avec : Vr : capacité résiduelle (m3).

a : fraction horaire du débit maximum journalier (%).

Q maxj : la consommation maximale journalière (m3/j).

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

$$VT = Vr + Vinc \qquad [m3]$$

Avec : VT : capacité totale du réservoir (m3).

Vr : capacité résiduelle (m3).

Vinc : volume d'incendie estimé à 120 m3.

Tableau III.13 : Détermination de la capacité du stockage actuel 2023.

Horaire	Consommation (%)	refoulement(%)	Arrivée d'eau	départ d'eau	reste dans le réservoir
0-1	1,50	0,00		1,50	8,00
1-2	1,50	0,00		1,50	6,50
2-3	1,50	0,00		1,50	5,00
3-4	1,50	0,00		1,50	3,50
4-5	2,50	5,00	2,50		6,00
5-6	3,50	5,00	1,50		7,50
6-7	4,50	5,00	0,50		8,00
7-8	5,50	5,00		0,50	7,50
8-9	6,25	5,00		1,25	6,25
9-10	6,25	5,00		1,25	5,00
10-11	6,25	5,00		1,25	3,75
11-12	6,25	5,00		1,25	2,50
12-13	5,00	5,00	0,00		2,50
13-14	5,00	5,00	0,00		2,50
14-15	5,50	5,00		0,50	2,00
15-16	6,00	5,00		1,00	1,00
16-17	6,00	5,00		1,00	0,00
17-18	5,50	5,00		0,50	-0,50
18-19	5,00	5,00	0,00		-0,50
19-20	4,50	5,00	0,50		0,00
20-21	4,00	5,00	1,00		1,00
21-22	3,00	5,00	2,00		3,00
22-23	2,00	5,00	3,00		6,00
23-24	1,50	5,00	3,50		9,50
Totale	100	100			

Alors le maximum des restes dans le réservoir a(%) = 9.5 %, et puisque la population de notre agglomération à différents horizons varie entre 10000 et 50000 habitants donc le maximum des restes dans le réservoir reste la même à partir 2023 jusqu'à 2053.

La comparaison entre les volumes de consommation et le stockage disponible de chef-lieu pour les différents horizons est dans le tableau suivant :

Tableau III.14 : Bilan de capacité de stockage.

Horizon	Unité	actuel (2023)	court terme(2033)	moyen terme(2043)	long terme(2053)
a	%	9.5	9.5	9.5	9.5
Q max,j	m3/j	3150	4032,27	5161,64	7341,49
Capacité résiduelle	m3	299,25	383,07	490,36	697,44
Reserve d'incendie	m3	120	120	120	120
Capacité totale nécessaire	m3	419,25	503,07	610,36	817,44
Capacité disponible	m3	300	300	300	300
Déficit	m3	119,25	203,07	310,36	517,44
Surplus	m3	-	-	-	-

Après avoir calculé le volume de stockage nécessaire pour la ville de Ksar El Abtal à différents horizon, on conclut que le volume de stockage disponible ne répond au aucun besoin de consommation d'eau potable de l'agglomération ni actuel 2023 ni au future 2053 , donc il est recommandé de projeter autre ouvrage de stockage.

Conclusion

Après la simulation du réseau existant de l'année encours 2023 on a constaté que le réseau est en position très instable pour cette année donc il devra être déséquilibré à long terme, en plus nous remarquons qu'il y'a des pressions non admissibles avec une bonne partie du réseau à vitesses faibles.

On conclut selon le bilan des besoins et la production en eau potable et le bilan de stockage et volume de consommation, à différent horizon pour le chef-lieu, on conclut que il est indispensable de trouver une source d'eau potable (forage, captage.) et projeter un nouveau ouvrage de stockage

On déduit que ce réseau existant n'est pas aux mesures de transiter les besoins en eau des habitants, à ce titre le renouvellement de la totalité du réseau de distribution et son nouveau dimensionnement est inévitable et cela dans le but de répondre aux besoins en eau de l'agglomération en question

CHAPITRE IV :
CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN NOUVEAU RESEAU DE DISTRIBUTION

IV. CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN NOUVEAU RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction

Les deux diagnostics physique et hydraulique effectués sur le réseau existant de chef-lieu de Ksar El Abtal, montrent que ce dernier est très ancien et presque totalement détérioré hydrauliquement. Il ne répond pas dans sa grande majorité aux besoins des habitants, le renouvellement de tout le réseau est indispensable pour répondre aux besoins croissants de notre agglomération à l'horizon 2053.

IV.1 Choix du système de distribution :

IV.1.1 Cas du réservoir en tête :

Dans ce cas, le réservoir est placé entre la source et le réseau tel que le réservoir doit être placé à une côte suffisante pour une pression au sol admissible en tout point de réseau. Ce dernier fonctionne sous une charge stable créée par le réservoir suivant deux cas : le cas de pointe et le cas de pointe + incendie. La réserve d'incendie est stockée dans le réservoir. Le réservoir en tête est opté dans un plan de masse à relief accidenté, de préférence plus proche de la station de pompage.

IV.1.2 Cas du contre réservoir :

Dans ce cas, le réseau est placé entre la station de pompage et un château d'eau diamétralement opposé, Dans ce type de fonctionnement nous avons quatre cas de calcul possible : cas de pointe, cas de pointe+ incendie, cas de transite et cas où la pompe est à l'arrêt. Le contre réservoir est préférable pour un plan de masse allongé à relief plat.

IV.2 Types du réseau de distribution :

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif de ramener l'eau aux consommateurs, à partir de l'ouvrage de stockage en fournissant un débit maximal garanti avec une pression au sol (ou charge) minimale compatible avec la hauteur des immeubles.

On distingue trois types de réseau selon le relief et la structure de l'agglomération :

- Réseau maillé.
- Réseau ramifié.
- Réseau mixte.
- Réseau étagé.

NB : Dans notre cas, on a choisi le réseau maillé du fait que notre région est une zone urbaine, ayant une densité forte et présentant un relief plat avec des dénivelés relativement faibles.

Un réseau maillé est composé d'une série de tronçons disposés en série de telle sorte qu'il soit possible de former une ou plusieurs boucles fermées appelées mailles.

Les avantages :

- Bonne répartition des pressions et débits.
- Plus fiable, en cas de cassure on peut isoler le tronçon.
- Eviter les stagnations dans les impasses.
- Plus flexible et sécurisé.

IV.3 Principe du tracé du réseau :

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

- Choisir le lieu des gros consommateurs ayant une grande affinité d'eau potable.
- Déterminer l'itinéraire pour arriver à ces gros consommateurs.
- Dans cet itinéraire, il faut tracer les conduites maîtresses (dans le réseau maillé la longueur d'un côté de la maille ne dépasse pas 800 m).
- Les conduites maîtresses doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.
- Il faut tracer les conduites maîtresses à travers les quartiers de préférence en parallèle dans lesquelles il faut prévoir les lignes secondaires.
- Pour avoir des mailles, il faut raccorder les conduites maîtresses par des conduites secondaires.

IV.4 Choix du matériau des conduites :

Dans le but du bon choix du type de matériau, on prend en compte les paramètres suivants :

- Le respect de la réglementation sanitaire en vigueur.
- Le diamètre.
- La pression de service à supporter par le matériau.
- La durée de vie du matériau.
- Les conditions de pose.

- Le prix de la conduite.
- La disponibilité de ce dernier sur le marché.

IV.5 Type de tuyaux :

Il existe plusieurs types des matériaux destinés à la fabrication des conduits de distribution. Chaque type a des caractéristiques et paramètres spécifiques. On trouve :

Acier, Fonte, PVC (Polychlorure de Vinyle non plastifié), PEHD (Polyéthylène Haute Densité).

Actuellement, le PEHD est le type le plus utilisé dans le domaine d'alimentation en eau potable. Il ne nécessite pas des essaies des pressions, car il présente les avantages suivants :

- Perte de charge sont faibles grâce à ces parois lisses.
- Une très bonne résistance à des pressions élevées et à la corrosion.
- Très longue durée de vie plus de 50 ans.
- Sa disponibilité dans le marché national.
- Installation facile.

IV.6 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Les conduites devront transiter un débit de pointe et supporter la forte pression durant la période de consommation minimale. Le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau s'effectuent de la manière suivante :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon du réseau ;
- Déterminer le débit spécifique et les débits routes dans chaque tronçon ;
- Déterminer les débits supposés concentrés aux nœuds.

IV.6.1 Détermination des débits de dimensionnement :

Le système projeté pour notre agglomération est le système de distribution alimenté par deux châteaux d'eau (Cas de deux réservoir en tête). Pour la détermination des différents paramètres hydrauliques du réseau nous allons étudier trois cas : cas de pointe, cas de pointe + incendie et le cas de panne d'un des deux châteaux d'eau.

IV.6.1.1 Débit spécifique :

Etant donné que nous ne connaissons pas les habitudes de la consommation en eau des habitants, nous considérons l'hypothèse que la distribution de l'eau aux habitants se fait par mètre linéaire de conduite avec un débit spécifiques donné comme suit :

$$qsp = \frac{Qp}{\sum Li} \qquad [(l/s)/m]$$

Avec : Qp : débit de pointe demandé par l'agglomération (l/s).

$\sum Li$:somme des longueurs des tronçons du réseau assurant uniquement le service en route . (m).

IV.6.1.2 Débits en route :

A la base de l'hypothèse citée ci-dessus, chaque tronçon formant la maille doit assurer un débit de consommation donné par la relation suivante :

$$Qi = qsp * Li \qquad [l/s]$$

Avec : Qri : débit en route dans le tronçon i (l/s) ;

Li : longueur du tronçon i (m).

IV.6.1.3 Débit au nœud :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié des tronçons des conduites ayant en commun les nœuds considérés. Ils sont déterminés par la relation suivante :

$$Q\ ni = 0{,}5 * \sum Q\ ri + \sum Q\ conc \qquad [l/s]$$

Avec : Q ni : débit du nœud concerné (l/s)

∑Q ri : somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i), (l/s)

∑Q conc : débit concentré au nœud (i), (l/s)

NB : dans notre cas, ∑Q conc = 0.

- **Cas de pointe :**

D'après le tableau de la consommation horaire de notre agglomération nous constatons, que la pointe est entre 08h et 12h donc :

Tableau IV.1 : Récapitulatif des donnés pour le calcul du cas de pointe.

Q max, h		∑Li	Q conc	qsp
m3/h	l/s	m	l/s	l/s/m
539.98	149.99	13006.6	0	0.0115

Les résultats de calcul des débits sont récapitulés dans le tableau V.2 comme suite.

Tableau IV.2 : Récapitulatif des débits de calcul (cas de pointe).

NŒUD	CTN	Tronçon	longueur	qsp	Qtron	Qn
	m		m	l/m/s	l/s	l/s
1	910,4	c1	404,51	0,0234	9,47	10,52
		c14	494,4	0,0234	11,57	
2	910,98	c1	404,51	0,0234	9,47	9,2
		c2	180,07	0,0234	4,21	
		c13	202,1	0,0234	4,73	
3	911,03	c2	180,7	0,0234	4,23	15,87
		c3	618,6	0,0234	14,48	
		c11	557,1	0,0234	13,04	
4	911,74	c3	618,6	0,0234	14,48	25
		c4	800	0,0234	18,72	
		c5	367	0,0234	8,59	
		c9	351,4	0,0234	8,22	
5	909,21	c4	800	0,0234	18,72	18,14
		c5	367	0,0234	8,59	
		c6	383,7	0,0234	8,98	
6	911,24	c6	383,7	0,0234	8,98	20,19
		c7	796	0,0234	18,63	
		c8	545,6	0,0234	12,77	
7	909,17	c7	796	0,0234	18,63	9,31
8	914,16	c8	545,6	0,0234	12,77	13,52
		c9	351,4	0,0234	8,22	
		c10	258,3	0,0234	6,04	
9	913,52	c10	258,3	0,0234	6,04	14,96
		c11	557,1	0,0234	13,04	
		c12	463,4	0,0234	10,84	
10	911,83	c12	463,4	0,0234	10,84	13,57
		c13	202,1	0,0234	4,73	
		c14	494,4	0,0234	11,57	

- **Cas de pointe + incendie :**

Ce cas est similaire au cas de pointe mais, mis à part le nœud 07 qui est considéré comme étant le nœud le plus défavorable puisque ce dernier est le plus éloigné et raccorde un

groupement d'habitation important, d'où une grande densité d'habitation ce qui crée un cas de fonctionnement défavorable, dont il est nécessaire d'assurer un débit supplémentaire d'incendie de 17 l/s. Q_7= 17 + 9.03 = 26.03 l/s.

- **Cas de panne d'un réservoir :**

Dans ce cas on étudie la possibilité la plus défavorable c'est le cas d'arrêt d'un des deux châteaux d'eau en période de forte consommation (on suppose que le château d'eau de volume 300 m3 qui va être à l'arrêt).

IV.7 Répartition arbitraire des débits :

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire les répartitions arbitraires des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon. La répartition arbitraire des débits est faite selon les principes de la méthode de HARDY CROSS qui repose sur les deux lois suivantes :

- **1ère loi (loi des nœuds) :** pour un nœud quelconque d'une maille, la somme des débits entrants est égale à la somme des débits sortants (équation de la continuité ∑Q=0).
- **2ème loi (loi des mailles) :** Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charges doit être nulle ($\sum \Delta H = 0$).

Connaissant le débit arbitraire, nous pourrions déduire les diamètres de chaque tronçon du réseau.

IV.7.1 Principe de la méthode de HARDY-CROSS :

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

IV.7.2 Détermination du débit correctif :

Nous avons : $Q = Q_0 + \Delta Q$

Avec : Q : Débit réel.

Q0 : Débit arbitraire supposé.

ΔQ : Débit correctif.

On a : $\Delta H = RQ^2$ Avec : R : Résistance de la conduite.

$\Delta H = R (Q0 + \Delta Q)^2$

$\sum R\,(Q_0 + \Delta Q)^2 = \sum R\,(Q_0^2 + 2Q_0\Delta Q + \Delta Q^2) = 0$

Avec : ΔQ négligeable par rapport à $Q0 \Rightarrow \Delta Q^2 = 0$

$$\sum R\,(Q0^2 + 2Q0\Delta Q) = 0 \quad \Rightarrow \quad \sum RQ_0^2 = -2\sum RQ_0\,\Delta Q \quad \Rightarrow \quad \Delta Q = -b\,\frac{\sum R\,Q0^2}{2\sum RQ0}$$

Alors : $$\Delta Q = \frac{\sum \Delta H}{2\sum RQ0}$$

IV.7.3 Détermination des pertes de charges :

On détermine les pertes de charges totales (singulière et linéaire) dans chaque tronçon du réseau de la manière suivante :

$$\Delta H_T = \Delta Hs + \Delta H_L$$

Les pertes de charges singulières sont estimées à 10 % des pertes de charges linéaires :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.1\Delta H_L = 1.1\Delta H_L$$

Avec : ΔHS : pertes de charge singulières

ΔHL : Pertes de charge linéaires

ΔHT : Pertes de charge totale.

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

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

Avec : λ : Coefficient de frottement linéaire.

L : Longueur de la conduite (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3 /s).

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

D : Diamètre de la conduite (m).

IV.7.4 Détermination du coefficient de frottement :

On détermine le coefficient de frottement par l'une des formules suivantes :

- *Formule de COLEBROOK :*

$$\lambda=(-0.86*\ln(\frac{\xi}{3.7*D}+\frac{2.51}{Re*\sqrt{\lambda}}))^{-2}$$

- *La formule de Nikuradze :*

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

Remarque :

Chaque maille est calculée séparément, les corrections apportées aux débits sont :

- Correction propre à la maille considérée avec le même signe ΔQi.
- Correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ.

Il suffit de faire la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et l'ajouter au débit Qi pour avoir le débit Q i+1.

IV.8 Dimensionnement du réseau :

Selon le chapitre III, notre agglomération a besoin de projeter un nouveau château d'eau de volume 700 m3 donc il faut savoir son côté de radier.

RAPPEL :

Le château d'eau de volume 700 m3 qui sera projeté et le château d'eau de volume 300 m3 doivent alimenter ensemble le réseau dans le cas de forte consommation, en choisissant un point défavorable commun (un nœud "X") aux deux châteaux d'eau qui doit être à peu près à mi-distance des deux châteaux d'eau : mais la cote du radier du château d'eau de volume 700 m3 sera comme inconnue !

Donc on pose l'équations suivantes :

1) Cote terrain nœud "X" + Pression (0,8 bars) = cote radier R700 - somme des pdc (du nœud "X" jusqu'à R700).
2) Cote du nœud "X" + Pression (0,8 bars) = Cote radier R300- somme des pdc (du nœud "X" jusqu'à R300).

On fait la répartition arbitraire des débits en respectant les deux lois de KIRCHOFF (loi des nœuds et loi des mailles), nous arrivons à l'obtention les résultats suivantes :

Tableau IV.3 : les résultats de calcul à partir la répartition arbitraire.

Tronçon	Débit	Longueur	Diamètres	ξ/d	λ	Pdc	Pdc M
	l/s	m	mm			m	m
C1	47,24	404,51	315	0,00036	0,016	0,72	0,79
C2	19,02	180,70	250	0,00045	0,017	0,17	0,19
C3	22,02	618,60	315	0,00036	0,016	0,24	0,26
C4	11,09	800,00	200	0,00057	0,017	0,84	0,92
C5	11,09	367,00	200	0,00057	0,017	0,38	0,42
C6	4,05	383,70	160	0,00071	0,018	0,17	0,19
C7	9,03	796,00	160	0,00071	0,018	1,77	1,95
C8	25,17	545,60	315	0,00036	0,016	0,27	0,30
C9	25,17	351,40	315	0,00036	0,016	0,18	0,19
C10	18,87	258,30	250	0,00045	0,017	0,24	0,27
C11	18,87	557,10	250	0,00045	0,017	0,52	0,58
C12	52,69	463,40	400	0,00028	0,015	0,29	0,32
C13	19,02	202,10	250	0,00045	0,017	0,19	0,21
C14	47,24	494,40	400	0,00028	0,015	0,25	0,28

-Le chemin le plus longue : C14-C12-C11-C3-C4-C6-C8.
-On égalise (1) et (2) et on tire l'inconnue qui est : cote radier 700

Cr_{R700} - ∑ΔH (du nœud "X" jusqu'à R700) = Cr_{R300} - ∑ΔH (du nœud "X" jusqu'à R300).

Cr_{R700} = Cr R300 - ∑ΔH (du nœud "X" jusqu'à R300) + ∑ΔH (du nœud "X" jusqu'à R700)

Cr_{R700} = 930 - (0.3+0.19+0.92) + (0.26+0.58+0.32+0.28)

Cr_{R700} = 930,05 m

NB : Cr_{R700} : cote de radier de château d'eau de volume 700 m3.

Cr_{R300} : cote de radier de château d'eau de volume 300 m3.

Nœud X : le point neutre.

En conclusion le château d'eau de volume 700 m^3 sera finalement projeté à la cote de radier de 930,05 m , implanté à une cote de terrain de 910,40 m et donnera un débit de 105 l/s .Il renforcera l'alimentation en eau du réseau de distribution avec le château existant de volume 300 m3 , implanté à la cote de terrain de 913m et donnera un débit de 45 l/s ,comme l'indique le tableau V.4

Tableau IV.4 : les donnes des deux réservoirs alimentant le chef-lieu.

	Volume	Situation	Cote terrain naturel	Cote de radier
	m^3		m	m
Château d'eau 1	700	Projeté	910,40	930,05
Château d'eau 2	300	Existant	913	930

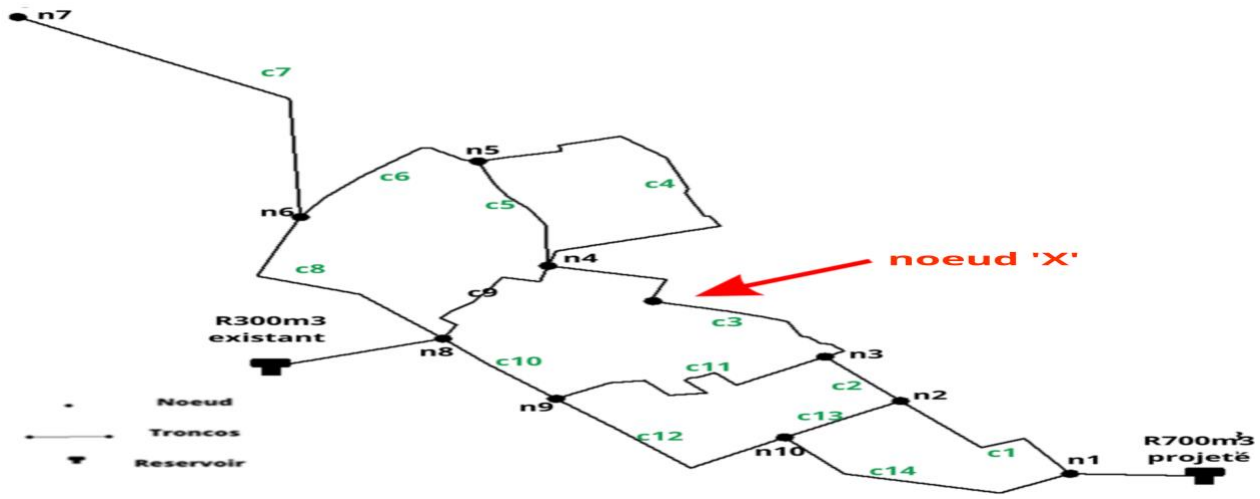


Figure IV.1 : Schéma synoptique de réseau de distribution + position de château d'eau projeté et point neutre (le point le plus défavorable).

Nous allons faire la présentation du logiciel de calcul utilisé pour la simulation hydraulique du réseau, ainsi que les différents principes sur lesquelles le logiciel se base pour calculer les paramètres hydrauliques (vitesse, pression).

NB :

a) Vue les avantages qu'il procure, nous allons simuler notre réseau de distribution avec la formule de perte de charge celle de DARCY-WEISBACH.

b) La rugosité ε de la conduite dépend du matériau utilisé, de l'âge de la conduite et de la qualité d'eau. Dans notre cas comme on a opté pour le P.E.H.D, la rugosité donnée par EPANET est égale à 0.01 mm. Pour la formule de Darcy-Weisbach,

IV.8.1 Vérification de la vitesse dans le réseau :

On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité. Cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle (0.5 à 1.5) m/s même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter : l'accumulation des dépôts solides, l'érosion des conduites et l'effet du régime transitoire.

IV.8.2 Vérification des pressions (au sol) dans le réseau :

Pour que notre réseau soit réalisable, il faut qu'il assure la pression minimale en tous points de notre surface à alimenter. En pratique la pression de service peut être assurée dans une fourchette de 10 à 60 mètres de colonne d'eau c'est-à-dire de 1 à 6 bars.

IV.9 Résultats de la simulation hydraulique du réseau à l'horizon 2053 :

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes des pressions et des vitesses, voici les résultats de la répartition définitive des débits et des pressions ainsi que les autres paramètres.

NB : les conduites sont en PEHD PN10.

- Cas de pointe :

Les résultats donnés sont récapitulés dans le tableau V.5 ci- après :

Tableau IV.5 : caractéristiques hydrauliques tronçons (cas de pointe).

Tronçons	**Diamètre normaliser**	**Rugosité**	**Débit**	**Vitesse**	**Pert.Charge Unit.**
	mm	**mm**	**L/S**	**m/s**	**m/km**
c1	250	0,01	34,77	0,91	3,59
c2	250	0,01	38,05	1	4,27
c3	200	0,01	11,8	0,48	1,44
c4	125	0,01	7,03	0,74	5,66
c5	125	0,01	10,59	1,11	12,33
c6	40	0,01	0,53	0,58	16,09
c7	160	0,01	9,03	0,58	2,64
c8	250	0,01	29,75	0,78	2,67
c9	200	0,01	30,81	1,26	8,84
c10	75	0,01	2,84	0,89	15,98
c11	160	0,01	10,38	0,66	3,43
c12	75	0,01	1,75	0,55	6,42
c13	160	0,01	12,48	0,51	1,59
c14	250	0,01	27,8	0,73	2,35
c15	400	0,01	73,09	0,75	1,39
c16	400	0,01	76,91	0,79	1,53

Tableau IV.6 : Etat des nœuds du réseau (cas de pointe).

Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud n1	910,4	10,52	931,92	21,52
Noeud n2	910,98	9,2	930,32	19,34
Noeud n3	911,03	15,87	929,48	18,45
Noeud n4	911,74	25	928,5	16,76
Noeud n5	910,22	18,14	923,52	13,3
Noeud n6	911,24	20,19	930,31	19,07
Noeud n7	909,17	9,03	928	18,83
Noeud n8	913	13,52	931,92	18,92
Noeud n9	913,52	14,96	927,37	13,85
Noeud n10	911,83	13,57	930,65	18,82
Réservoir 2	930	73,09	932	2
Réservoir 1	930,023	76,91	932	2

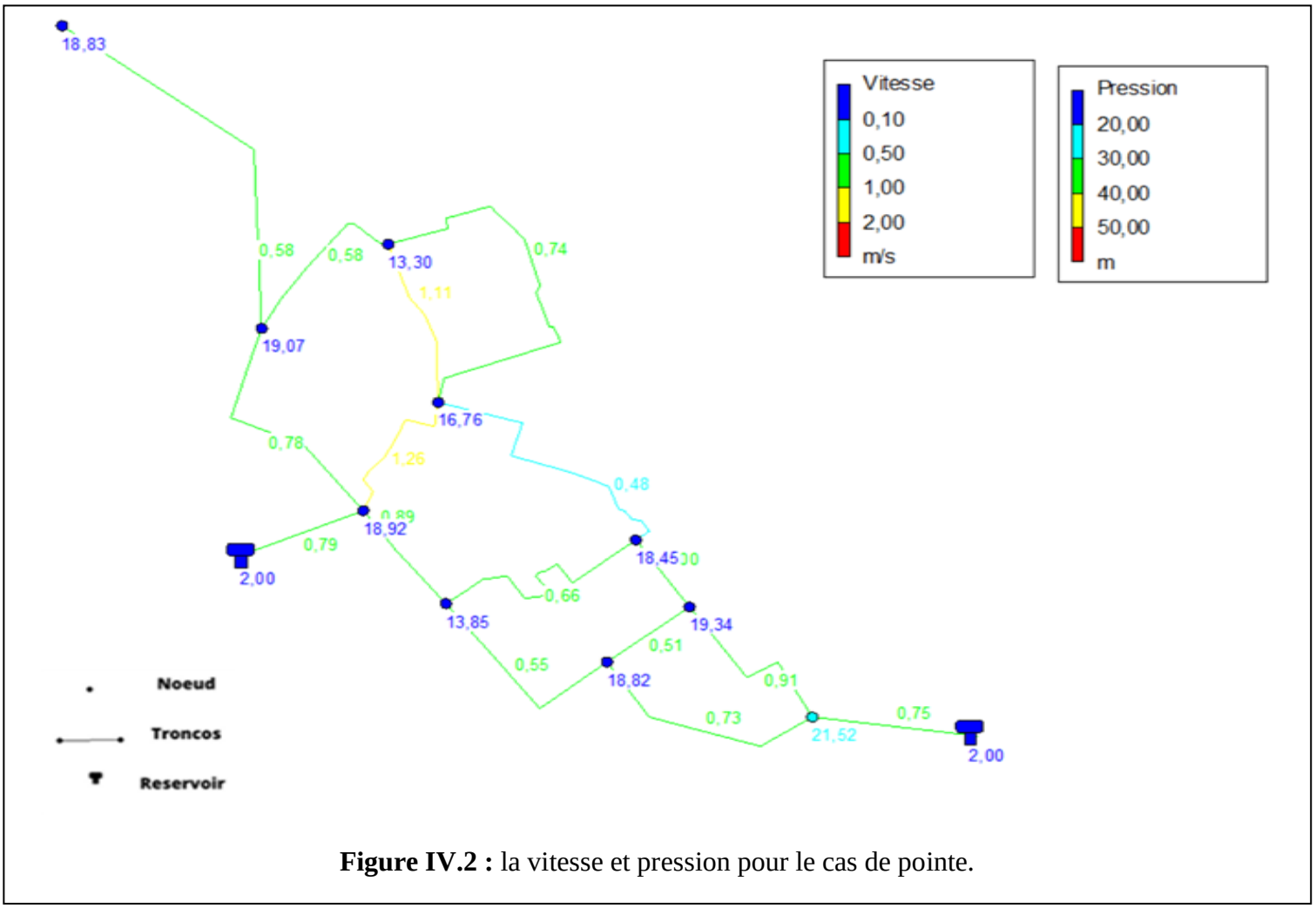


Figure IV.2 : la vitesse et pression pour le cas de pointe.

- Cas de pointe + incendie :

Le débit d'incendie est donné par le château d'eau de volume de 700 m3.

Tableau IV.7 : caractéristiques hydrauliques tronçons (cas de pointe + incendie).

Tronçons	Diamètre	Rugosité	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	mm	mm	LPS	m/s	m/km
c1	250	0,01	34,85	0,91	3,61
c2	250	0,01	38,18	1	4,3
c3	200	0,01	11,93	0,49	1,46
c4	125	0,01	7,06	0,74	5,72
c5	125	0,01	10,65	1,12	12,46
c6	40	0,01	0,43	0,47	11,04
c7	160	0,01	26,03	1,67	19,84
c8	250	0,01	46,65	1,22	6,3
c9	200	0,01	30,78	1,26	8,82
c10	75	0,01	2,83	0,88	15,9
c11	160	0,01	10,38	0,66	3,43
c12	75	0,01	1,75	0,55	6,44
c13	160	0,01	12,53	0,51	1,6
c14	250	0,01	27,85	0,73	2,36
c15	400	0,01	73,22	0,75	1,4
c16	400	0,01	93,78	0,96	2,24

Tableau IV.8 : Etat des nœuds du réseau (cas de pointe + incendie).

NŒUD	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Noeud n1	910,4	10,52	931,92	21,52
Noeud n2	910,98	9,2	930,32	19,34
Noeud n3	911,03	15,87	929,46	18,43
Noeud n4	911,74	25	928,47	16,73
Noeud n5	910,22	18,14	923,44	13,22
Noeud n6	911,24	20,19	928,09	16,85
Noeud n7	909,17	26,03	910,72	1,55
Noeud n8	913	13,52	931,88	18,88
Noeud n9	913,52	14,96	927,36	13,84
Noeud n10	911,83	13,57	930,64	18,81
Réservoir 1	930,023	73,22	932	2
Réservoir 2	930	93,78	932	2

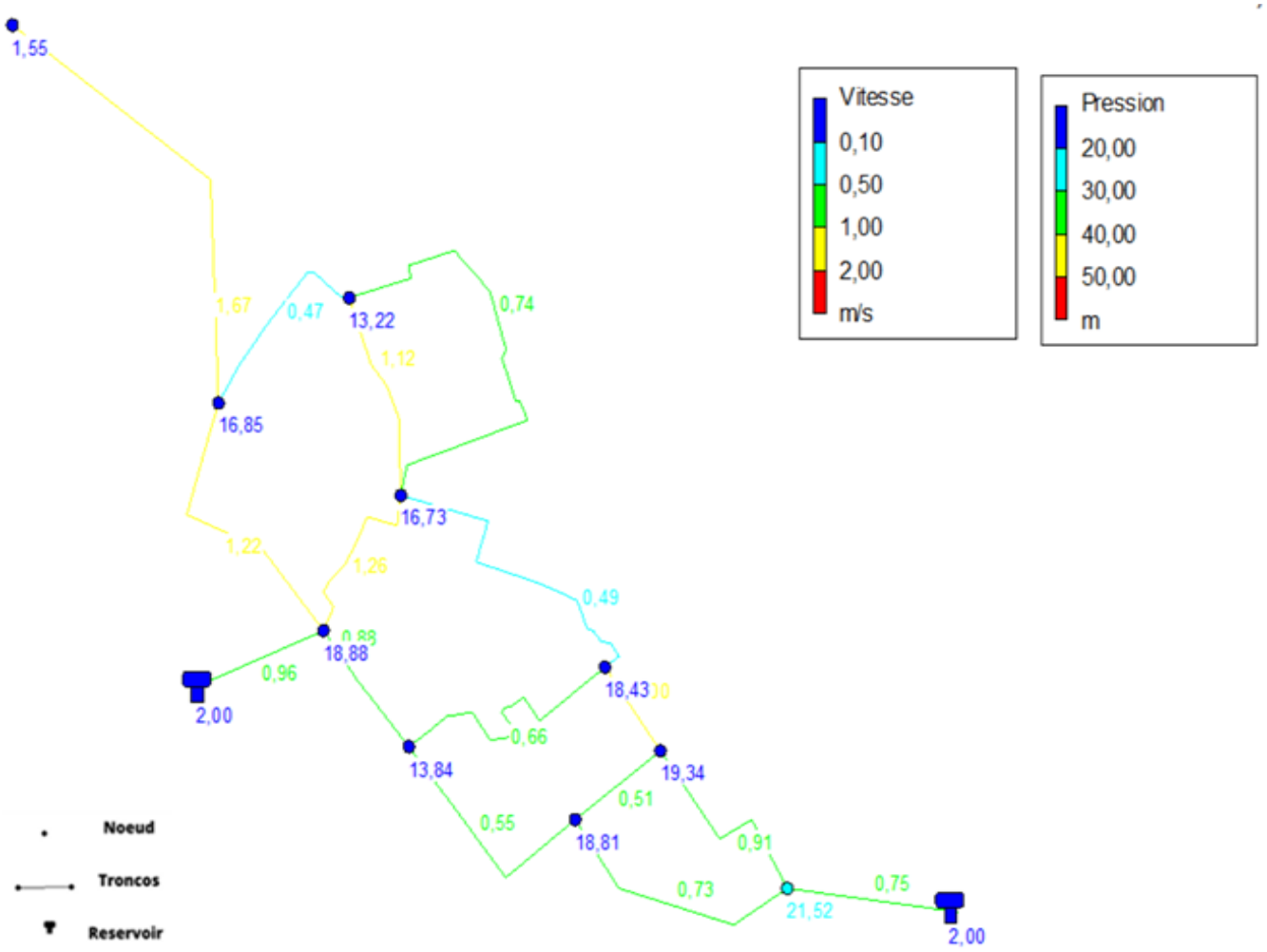


Figure IV.3 : la vitesse et pression pour le cas de pointe + incendie.

- Cas d'Arrêt du château d'eau de volume 300m^3 :

Après la simulation les normes des pressions et des vitesses ne sont pas respectées pour le cas d'arrêt d'un des châteaux d'eau, les résultats de simulation est groupé dans le tableaux V.9 et tableau V.10

Tableau IV.9 : caractéristiques hydrauliques des tronçons (Arrêt de château d'eau de volume 300 m3).

Tronçon	Diamètre mm	Rugosité mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km
c1	250	0.01	81,43	2,13	18,49
c2	250	0.01	112,6	2,95	34,78
c3	200	0.01	77,81	3,19	53,31
c4	125	0.01	7,29	0,76	6,06
c5	125	0.01	10,98	1,15	13,21
c6	40	0.01	0,12	0,13	1,09
c7	160	0.01	9,03	0,58	2,64
c8	250	0.01	29,1	0,76	2,56
c9	200	0.01	34,54	1,42	11,01
c10	75	0.01	8,07	2,53	119,48
c11	160	0.01	18,93	1,21	10,74
c12	75	0.01	4,11	1,29	32,38
c13	160	0.01	40,37	1,66	14,88
c14	250	0.01	58,05	1,52	9,6
c15	400	0.01	-150	1,54	5,51

Tableau IV.10 : Etat des nœuds du réseau (cas en panne d'un des châteaux eau).

Noeud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Noeud n1	910,4	10,52	931,7	21,3
Noeud n2	910,98	9,2	923,47	12,49
Noeud n3	911,03	15,87	916,56	5,53
Noeud n4	911,74	25	880,28	-31,46
Noeud n5	910,22	18,14	874,95	-35,27
Noeud n6	911,24	20,19	874,49	-36,75
Noeud n7	909,17	9,03	872,17	-37
Noeud n8	913	13,52	876,02	-36,98
Noeud n9	913,52	14,96	909,97	-3,55
Noeud n10	911,83	13,57	926,48	14,65
Réservoir 1	930	-150	932	2

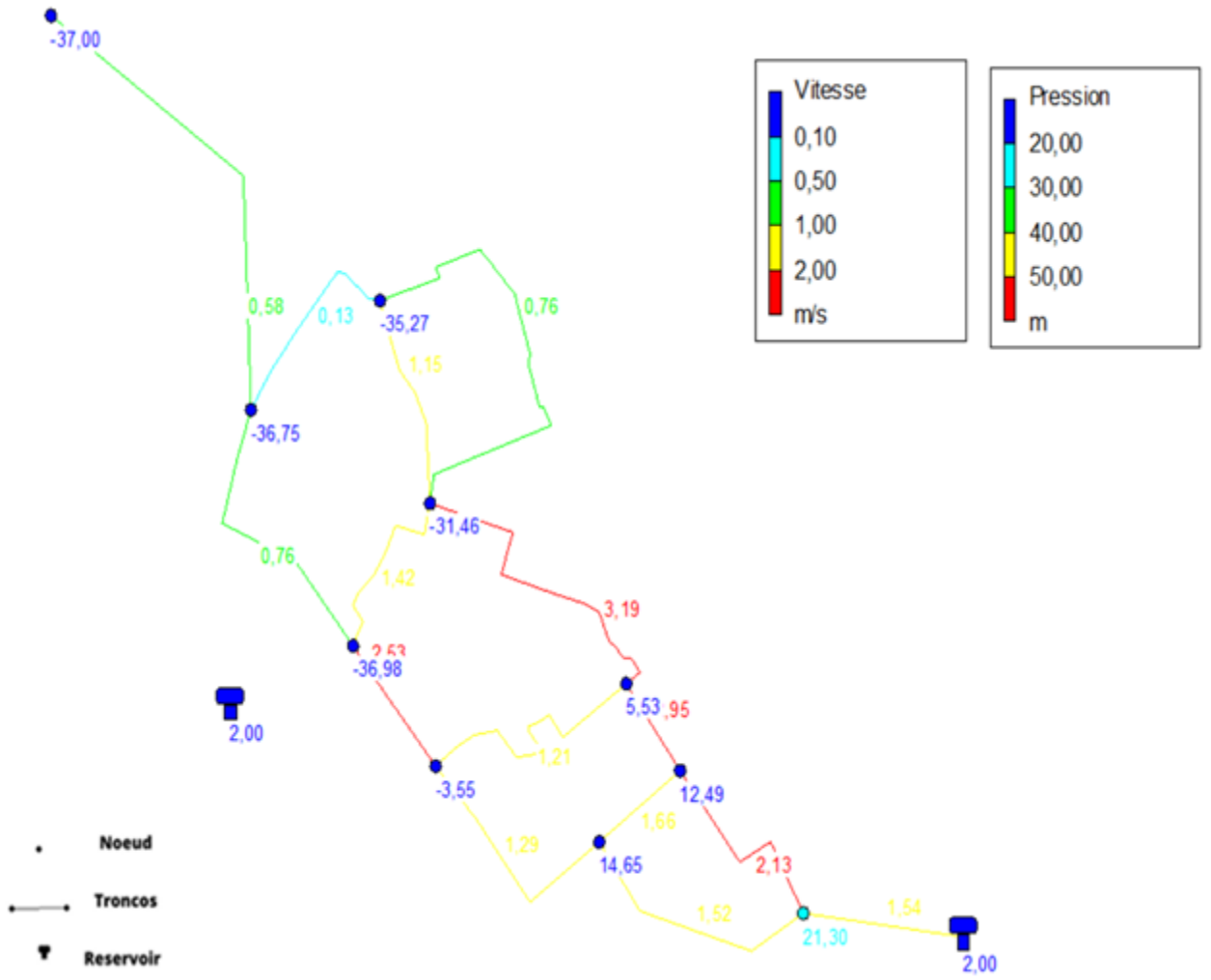


Figure IV.4 : la vitesse et pression pour le cas d'arrêt un des châteaux d'eau de volume 300 m3.

IV.10 Interprétation des résultats :

- Les vitesses :

Pour les deux cas (cas de pointe et cas de pointe+ incendie) les vitesses sont respectées, nous avons recensé une vitesse de 0.47 m/ s pour un seul tronçon uniquement et dans le cas de pointe + incendie.

Dans le cas d'arrêt le château d'eau de volume 300 m3, les vitesses ne sont pas admissibles dans les tronçons : c1, c2, c3, c6, c9, c10, c13.

- Les pressions :

Pour le cas de pointe et cas de pointe + incendie les pressions dans notre réseau sont

acceptables qui ne dépassent pas 60 m.c.e,

Dans le cas d'arrêt le château d'eau de volume 300 m3 on a recensé des pression négative dans les nouds : n4, n5, n6, n7, n8, n9 donc dans ce cas l'alimentation ne sera pas réussie.

Conclusion

Pour conclure, nous avons dimensionné le réseau d'alimentation en eau potable de notre zone d'étude, en utilisant EPANET où on peut dire que notre réseau fonctionne normalement dans les deux cas : de pointe et pointe + incendie, les pressions et les vitesses sont conformes aux normes. Cependant, le tronçon qui a une faible vitesse, on préconise une vidange périodique afin d'éviter les dépôts minéraux dans les conduites. Dans le cas d'un arrêt de château d'eau de volume de $300m^3$ dans la période de forte consommation, La distribution n'est pas assurée et donne des pressions négatives dans certains nœuds. C'est la raison pour laquelle il nous a été nécessaire de projeter un nouveau réservoir pour éviter ce problème

Chapitre V: Adduction et Pompage

V. Adduction et Pompage

Introduction

Pour assurer le bon fonctionnement du système d'AEP de chef-lieu de Ksar El Abtal, il est indispensable de faire à savoir :

- La projection des nouveaux forages comme une source d'adduction afin de combiner le déficit existant de l'eau en proposant des variantes de réseau d'adductions. Le choix de la meilleure variante résulte d'une comparaison au point de vue technique et économique
- Une étude de choix du type de pompes idéales adaptées et le nombre à l'usage de notre projet pour garantir le débit appelé et la hauteur manométrique totale de de la pompe choisie**.** C'est ce que nous allons voir dans ce chapitre.

V.1 Généralité sur l'adduction :

V.1.1 Définition de l'adduction :

L'adduction d'eau représente le moyen de transport de l'eau depuis sa source vers les lieux de consommation.

V.1.2 Type d'adductions :

Les adductions peuvent être classées en trois types à savoir :

- Adduction gravitaire,
- Adduction par refoulement,
- Adduction mixte,

V.1.3 Les critères de choix du tracé :

Connaissant son point de départ et son point d'arrivée, le tracé de notre conduite d'adduction doit obéir à certains impératifs :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Eviter autant que possible les contres pentes qui donneront de cantonnement d'air ce qui va entrainer des cavitations (dans ce cas les ventouses et les dispositifs anti- bélier sont exigés).
- Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement.
- Il sera préférable de suivre les accotements des routes pur facilité les travaux, l'acheminement des matériaux et l'accès aux regards contenant les appareils de robinetterie.
- Eviter la traversée des massifs boisés.

V.1.4 Choix du matériau de la conduite :

Le choix du matériau des conduites enterrées de transport l'eau potable se base sur :

a- Le plan technique :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles,
- Adaptation aux terrains de pose,
- Bonne étanchéité,

- Facilité d'entretien et de mise en service,

b- Le plan économique :

- Le prix de la fourniture et du transport,
- Leur disponibilité sur le marché local (de préférence),

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'alimentation en eau potable nous distinguons : les conduites en fonte ; les conduites en acier ; les conduites en matière thermoplastique et les conduites en béton.

Dans notre projet, on opte pour les conduites en PEHD, pour les causes suivantes :

- Résistance aux des grandes pressions (> à 20 bars),
- Faible rugosité,
- La disponibles sur le marché,
- L'assemblage des tuyaux en PEHD se fait par soudage bout à bout (la fusion des extrémités de conduites au moyen d'une plaque chauffante,
- Economique,

V.1.5 Les Conditions limites de la vitesse :

Pour le choix de diamètre des conduites il faut vérifier les conditions limites de la vitesse d'écoulement à savoir :

1-la vitesse d'écoulement maximale est 1,5 m/s, dans l'objectif d'éviter la cavitation dans les conduites et d'assurer une meilleure sécurité de fonctionnement du réseau

2- la vitesse d'écoulement minimale doit être supérieure ou égale à 0,5 m/s, afin d'éviter les phénomènes de dépôt des sédiments et d'assurer un auto-curage continu des conduites, Donc pour le choix de diamètre, il faut vérifier les conditions limite de la vitesse.

V.2 Etude d'adduction :

V.2.1 Les ressources en eau :

En se basant sur les résultats de calcul et de diagnostic effectué dans le chapitres III , Il ressort une insuffisance de la ressource en eau disponible actuellement (forage Zdim) pour assurer l'alimentation en eau potable de toute la population de chef-lieu de la commune de Ksar El Abtal .

Afin de remédier à ce problème, nous proposons une projection des nouveaux forages pour combler le déficit de l'eau qui se pose.

Au premier temps, nous allons trouver le nombre des forages nécessaires pour assurer les besoins de consommation des habitants de chef-lieu de la commune Ksar El Abtal.

Le nombre de forages est calcul par la formule suivante :

$$N_{forage} = \frac{Q\ max,j}{qf}$$

Avec : qf : Le débit que peut produire un seul forage(l/s).

Q max,j: Le débit que nous devrons exploiter (l/s).

On a : $Q_{max,j}$ =100 l/s ; q_{forage} = 25 l/s

Alors : $N_{forage} = \frac{Qmax,j}{qforage} = N_{forage} = 4\ forages$

REMARQUE : Nous avons déterminer le nombre de forage dont l'hypothèse que le forage pris comme références est un forage avec une pérennité de 25 l/s à l'horizon future.

Nous optons que l'agglomération a besoin en principe au minimum de 4 forages produisant chacun 25 l/s et en ajoutant un en plus pour qu'il y a le fonctionnement cyclique.

Le principe de fonctionnement :

1. 4 forages en fonction et un en repos puis il y a un changement cyclique.
2. Les 4 forages fonctionnent 20 h/ jour.

Ces nouveaux forages vont être de même nappe que le forage Zdim ce qu'on suppose qu'ils ont mêmes caractéristiques. Les caractéristiques des forages sont représentées dans le tableau VI.1.

Tableau V.1 : les caractéristiques des nouveaux forages

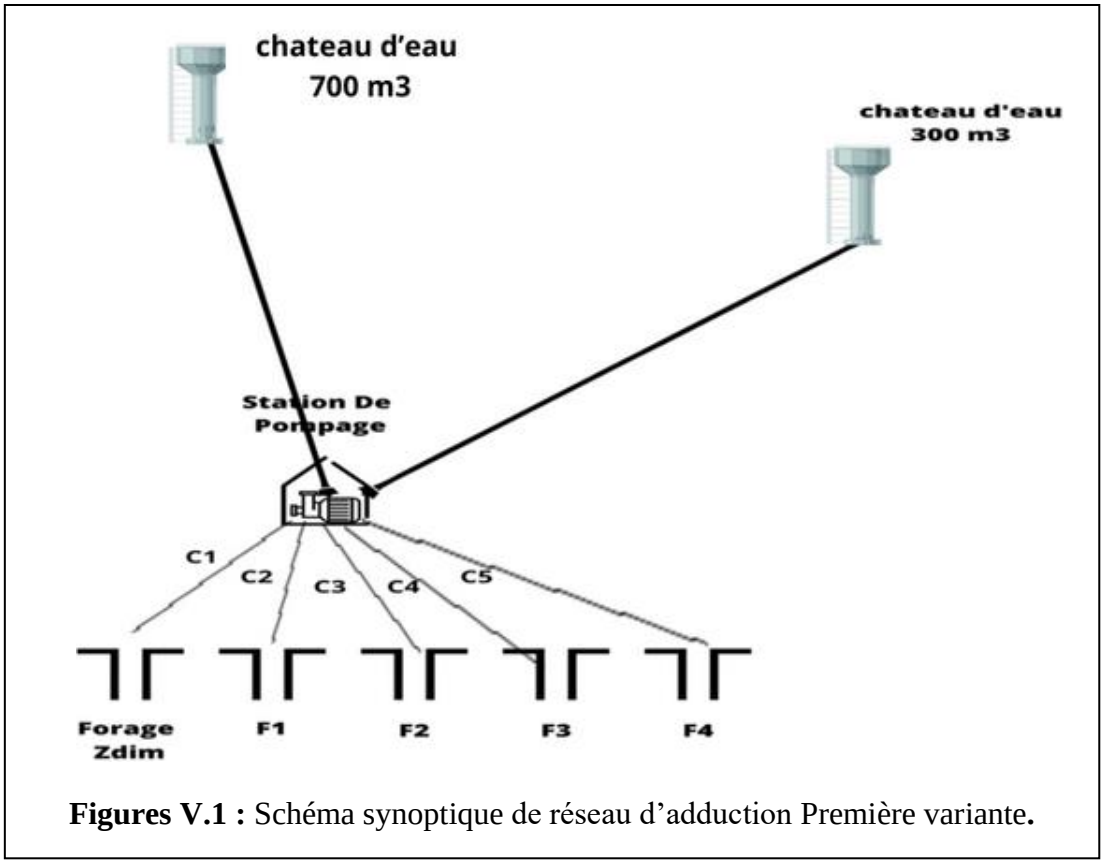
Forage	Unité	Zdim/existant	F 1	F 2	F 3	F4
Débit	**l/s**	25	25	25	25	25
Cotes de terrain	**m**	903	903,8	904,2	904	904.5
Niveau statique	**m**	66,65	66,65	66,65	66,65	66,65
Niveau Dynamique	**m**	66,85	66,85	66,85	66,85	66,85

V.2.2 Réseau d'adduction :

Afin de combler les besoins de la population au futur, nous optons à proposer deux variantes sur la conception d'un nouveau réseau d'adductions. Le choix du réseau d'adduction adéquat résulte d'une comparaison entre les deux variantes, techniquement et économiquement.

V.2.2.1 Première Variante :

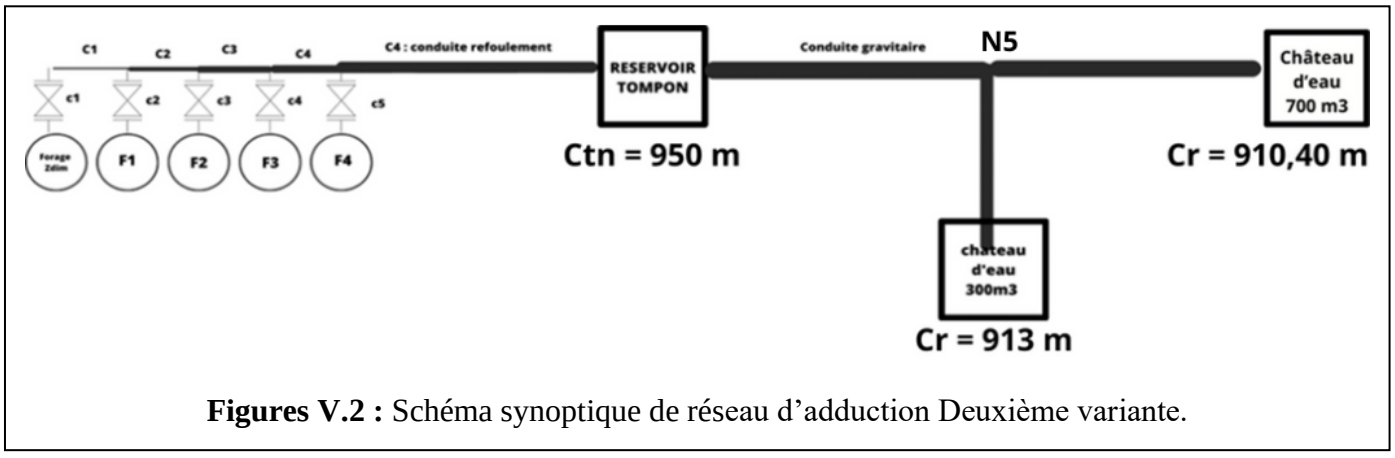
La première variante consiste à que tous les quatre forages qui sont en fonction refoulent vers une station de pompage avec une bâche de stockage et que cette dernière refoule l'eau vers les deux châteaux d'eau qui se trouvent à la limite de l'agglomération. (figure VI.1)



Figures V.1 : Schéma synoptique de réseau d'adduction Première variante**.**

V.2.2.2 Deuxième Variante :

La deuxième variante consiste que les forages sont reliés par des canalisations de longueurs non négligeables (*Dupant page 205) ;* le tout refoule vers le réservoir tampon avec une cote de radier élevée pour assurer l'alimentation des deux châteaux d'eau gravitairement. (figure VI.2) .



Figures V.2 : Schéma synoptique de réseau d'adduction Deuxième variante.

V.2.3 Dimensionnement de l'adduction :

V.2.3.1 Gravitaire :

Dans le cas d'un système gravitaire en charge. Le diamètre le plus avantageux de la conduite doit être déterminé en fonction de la charge disponible (la différence entre le niveau d'eau à l'amont et celui à l'aval) et du débit d'eau demandé.

$$\mathbf{Hd = Cr - Ctp}$$

Avec : Cr : la côte du radier du réservoir tampon.

Ctp : côte de trop plein du réservoir récepteur.

Hd : la charge disponible.

Il faut tout de même vérifier que la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite reste acceptable, c'est-à-dire comprise entre 0.50 m/s et 1,50 m/s. Une vitesse inférieure à 0.50 m/s favorise les dépôts dans la conduite, parfois difficiles à évacuer, et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation : le coup de bélier croit, cavitation et bruits possibles, plus de risques de fuites.

On se base dans le calcul sur l'hypothèse dite que la charge disponible est égale aux pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations. Donc on peut écrire que :

$$Hd = \Delta H$$

Telle que : $$\Delta H = 1{,}1 * \Delta H_{lin.}$$

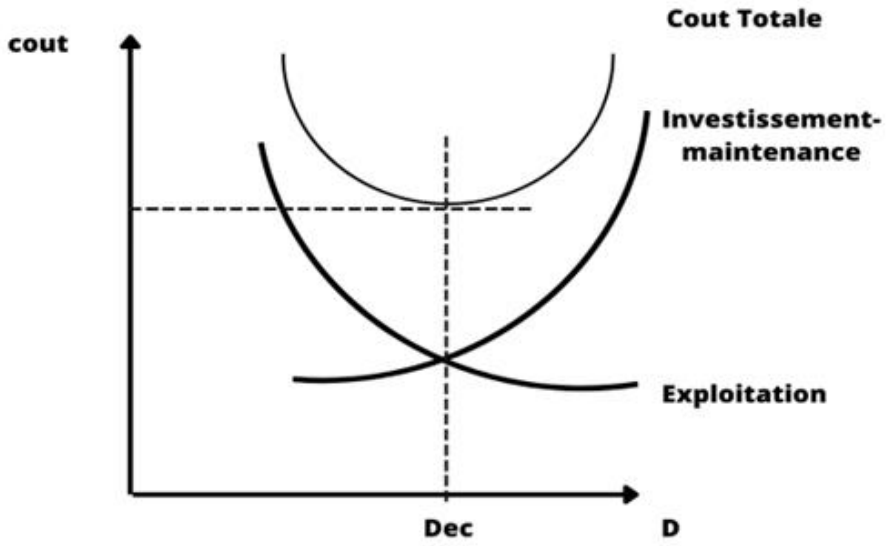
Et $$\Delta H \text{ linéaire} = \frac{8.\lambda.Lg.Q^2}{\pi^2 .g.D^5}$$

Le coefficient de frottement est déterminé par la formule de Nikuradse :

$$\boldsymbol{\lambda = (1.14 - 0.86 * \ln(\xi/D))^{-2}}$$

V.2.3.2 Cas de refoulement :

Du point de vue économique la conduite de refoulement et la station de pompage sont liés. Les deux constituent dans la plupart des cas des éléments principaux de dimensionnement le réseau de l'adduction ***(Dupant)***. L'étude technico-économique consiste à déterminer le diamètre économique optimale c'est-à-dire le diamètre donnant un compromis entre les frais d'amortissement de la conduite et les frais d'exploitation de la station de pompage.



Figures V.3 : diagramme de diamètre économique en fonction le cout.

(D'après livre de Salah Boualam)

- **Diamètre économique :**

Le diamètre économique peut être déterminer par la relation suivante découlant d'une étude économique **:**

$$\mathbf{D_{ec}} = E^{\frac{1}{\alpha+\beta}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

Où : E : un facteur économique, égale à : $E=10\times\Upsilon\times M\times\sigma$

σ : prix du kWh.

Tableau V.2 : La variation de prix du KWh d'énergie en fonction des heures de la journée.

Périodes	Horaires	Nombre d'heures (H)	Prix du KWh d'énergie (DA)
Heures pleines	06h – 17h	11	1,615
Heures de pointe	17h – 21h	4	7,267
Heures creuses	21h – 06h	9	0,853

Nous avons opté pour le fonctionnement de la station de pompage de 20 h /24h pour le rabattement de la nappe et le refroidissement des pompes.

$$\sigma=\frac{11\times1.615+4\times7.267+9\times0.853}{4}=\mathbf{2.271DA}$$

REMARQUE : d'après le graphe de régime de consommation on remarque qu'il existe pratiquement deux pointes pour satisfaire les besoins, la pompe doit fonctionne dans les 2 pointes ce qui prime sur le prix de Sonelgaz.

M: dépend du type de matériaux tel que :

Tableau V.3 : la variation du coefficient M selon le type de matériaux de construction des conduites.

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Plastic	0.13

ϒ : Coefficient de variation journalière de la consommation et du régime de travail de station de pompage, donné par la relation suivante :

$$\Upsilon=\frac{1}{k.kj.kh}$$

K : coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau, variant de 1,03 à 1,04 ;

Kj : coefficient de variation de la consommation journalière, variant de 1,1 à 1,

Kh : coefficient de variation horaire de consommation qui dépond du régime de consommation.

α : coefficient tenant compte du lien : investissement – diamètre.

Dans notre cas, nous avons considéré des forages comme source d'eau. Afin d'éviter les problèmes des dépôts de sable et d'argile dans les conduites de refoulement résultant des arrêts de démarrage, nous préconisons la formule de Bonnin donnant le diamètre économique avec une vitesse dépassant 1 m/s pour : une longueur de conduite courte et un Hg faible.

Dec = $\sqrt{Q}$ (Relation de Bonnin) ⟹ V > 1 m/s

Avec : D ec : diamètre économique de la conduite (m).

Q : débit appelé (m3 /s).

NB : La formule de Bonin donne un diamètre économique calculé approché qui nous permet de localiser une gamme de diamètres normalisés parmi lesquelles se trouve le diamètre économique

- **Le gradient des pertes de charge :**

Le gradient des pertes de charge totale est déterminé comme ce suit :

$$\Delta H_{totale} = \Delta H_{linéaire} + \Delta H_{singulière} \quad (m)$$

Telle que : $\Delta H_{linéaire}$: le gradient des pertes de charge linéaires.

IL est déterminé à partir de la formule de **DARCY WEISBACH**, qui s'exprime par :

$$\Delta H \text{ linéaire} = \frac{8.\lambda.Lg.Q^2}{\pi^2.g.D^5} \quad (m)$$

Avec : Lg : la longueur géométrique de la conduite en m.

Q : le débit maximal journalier en m3 /s.

D : le diamètre avantageux en m.

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement, il est calculé par la formule de NIKURADSE :

$$\lambda = (1.14 - 0.86 * \ln(\xi/D))^{-2}$$

ξ : la rugosité de la conduite, elle vaut à 0,01 mm pour les conduites en PEHD (catalogue CHIALI) .

$\Delta H_{singulière}$: les pertes de charges singulières sont estimées à 10% des pertes de charges linéaires, c'est-à-dire, les pertes de charge totales sont égales à :

$$\Delta H \text{ totale} = 1.1 \times \Delta H_{linéaire} \quad (m)$$

NOTATION :

- PDC : les pertes de charges.

-PDC M : les pertes de charges majoré **(**totale**).**

- **Détermination de la hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale représente comme suit :

$$HMT = Hg + \Delta H \text{ total} + \Delta H \text{ asp} \quad (m)$$

Avec : Hg : la différence des cotes d'arrivée au réservoir tampon et du niveau dynamique du forage (m).

ΔH total : les pertes de charge totales (m).

ΔH asp: les pertes de charge par aspiration sont généralement négligeables.

- **Calcul des frais d'exploitations :**

Les frais d'exploitations sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage pour une gamme de diamètre obtenue.

- **Puissance absorbée par la pompe :**

La relation suivante permet de calculer la puissance absorbée de la pompe (en KW) :

$$p = \frac{\rho \times g \times Q \times Hmt}{\eta}$$

Avec : Q : débit de la pompe en (m3 /s).

η : rendement de la station de pompage (65% ÷ 90%), un rendement de 70% est retenu.

- **Calcul de l'énergie consommée annuellement par la pompe :**

L'énergie consommée en une année est :

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

Avec : E : énergie consommée exprimée en (KWh)

T : nombre d'heures de pompage (dans notre cas en prend T = 19.2h)

P : puissance absorbée par la pompe en KW.

- **Calcul des dépenses annuelles d'énergie :**

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E$$

Avec : K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (KW) ;

δ : Prix du KWh, varie trois fois par jour. On prend sa valeur 2.271DA.

- **Frais d'amortissement :**

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité comme suit :

$$Fam= Pc \times A \qquad (DA)$$

Avec :

Pc :le cout de conduite de refoulement (DA), on suppose que son cout sera sur une période de 30 ans.

A : l'amortissement annuel comme suit :

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

i : taux d'annuité = 8% (adopté en Algérie).

n : nombre d'année d'amortissement (n=30ans).

V.2.4 Etude technico-économique :

A- Variante N°1 :

- *Tronçons de Forages -Station de pompage :*

Nous dimensionnons les tronçons (c1, c2, c3, c4 et c5) qui sont courts par la formule de Bonnin à cause :

1. Les tronçons sont à des longueurs petites < 1Km.
2. Les vitesses données par cette formule sont supérieures à 1 m/s ce qui permet d'éviter le problème de dépôts de sable au niveau la crépine de la pompe du forage.

Tableau V.4 : tableau récapitulatif des diamètres normaliser des conduites : Forages-station de pompage.

Tronçons	Longueur	Débit transiter	Diamètre calculer	Diamètre normaliser
	m	l/s	mm	mm
C1	50	25	158	200
C2	50.6	25	158	200
C3	60	25	158	200
C4	60.4	25	158	200
C5	70	25	158	200

La cote de station de pompage : 905m

La cote de forage le plus loin : 903,8 m et son niveau dynamique 66.85 m

Alors : la hauteur géométrique : Hg = 74,35 m

Tableau V.5 : les frais d'investissement des conduites Forages-station de pompage**.**

Φ en [mm]	Prix au[ml]	Longueur	Prix conduite	Annuité [Da]
200	1 807,44	50	90372	8027,51
200	1 807,44	50,6	91456,46	8123,84
200	1 807,44	60	108446,4	9633,02
200	1 807,44	60,1	108627,14	9649,07
200	1 807,44	70	126520,8	6401952,48
Totale				6 437 385,92

Tableau V.6: les frais d'exploitation des conduites Forages-station de pompage**.**

Φ	**Longueur**	**PDC**	**Hmt**	**Puiss**	**En annuel**	**Prix**	**Prix énergie**
mm	**m**	**m**	**m**	**Kw**	**Kw**	**DA**	**DA**
200	50	10,90	85,25	29,9	218038,1	2,3	495164,6
200	50,6	10,91	85,26	29,9	218051,3	2,3	495194,6
200	60	10,99	85,34	29,9	218258,5	2,3	495665,0
200	60,1	10,99	85,34	29,9	218267,3	2,3	495685,1
200	70	11,07	85,42	29,9	24808,3	2,3	56339,6
TOTALE							**2 038 048,87**

- *Tronçons de Station de pompage- Châteaux d'eau :*

Nous dimensionnons les tronçons : station de pompage -château d'eau de volume de 300 m3 et station de pompage - château d'eau de volume 700 m3 par la méthode des tableaux.

- Tronçons : Station de pompage -château d'eau de volume 700 m3 :

Tableau V.7 : Tableau récapitulatif des données de calcule économique.

Cote Station de pompage en[m]	905	**Hg en [m]**	30.5	**i en [%]**	8
Cr château d'eau 700 [m]	935.5	**Q en [m3/h]**	35	**t en [an]**	30
Longueur [m]	8820	**ξ en [m]**	0,0001	**η en [%]**	70
Φ en [mm]	99	**ν en [m²/s]**	0,000001	**T en [h]**	20
		Φ en [mm]	148	**Prix [1kwh]**	2,271

Tableau V.8 : les frais d'investissement de conduite de station de pompage - château d'eau de volume 700 m3 .

Φ en [mm]	**Prix au[ml]**	**Longueur**	**Prix conduite**	**Annuité[Da]**
125	1 045,8	8 820,0	9 223 603,2	819 309,0
160	1 710,8	8 820,0	15 089 256,0	1 340 339,9
200	2 666,8	8 820,0	23 521 087,8	2 089 317,9

Tableau V.9: les frais d'exploitation de conduite Station de pompage -château d'eau de volume 700 m3.

Φ	**Longueur**	**PDC**	**Hmt**	**Puiss**	**En annuel**	**Prix**	**Prix énergie**
mm	**m**	**m**	**m**	**kw**	**kw**	**DA**	**DA**
125	8820	134,91	165,41	22,53	164488,10	2,27	373552,47
160	8820	37,04	67,54	9,20	67163,61	2,27	152528,55
200	8820	11,49	41,99	5,72	41752,98	2,27	94821,01

Tableau V.10: Bilan des coûts (Exploitation- Amortissement)

Φ en [mm]	**125**	160	200
Amortissement	**819340,3372**	1340339,882	2089325,694
Exploitation	**373552,4683**	152528,5495	94821,01363
TOTAUX	**1192892,805**	1492868,432	2184146,708

- Tronçons : station de pompage -château d'eau de volume 300 m3 :

Tableau V.11 : Tableau récapitulatif des données de calcule économique.

Cote Station de pompage en[m]	905	**Hg en [m]**	35.5	**i en [%]**	8
Cr château d'eau 300 [m]	935.5	**Q en [m3/h]**	15	**t en [an]**	30
Longueur [m]	8370	**ξ en [m]**	0,0001	**η en [%]**	70
Φ en [mm]	64	**ν en [m²/s]**	0,000001	**T en [h]**	20
		Φ en [mm]	97	**Prix [1kwh]**	2,271

Tableau V.12: les frais d'investissement de conduite : Station de pompage -château d'eau de volume 300 m3

Φ	**Prix**	**Longueur**	**Prix conduite**	**Annuité**
mm	**DA**	**m**	**DA**	**DA**
90	554,1	8 370,0	4637817,00	411965,38
110	806,1	8 370,0	6747057,00	599323,76
125	1 045,8	8 370,0	8753346,00	777537,26

Tableau V.13 : les frais d'exploitation de conduite Station de pompage -château d'eau de volume 300 m3

Φ en [mm]	**Longueur**	**PDC M [m]**	**Hmt en [m]**	**Puiss [kw]**	**En annuel**	**Prix [1kwh]**	**Prix énergie**
90	8370	174,30	204,80	11,97	87371,50	2,27	198420,68
110	8370	60,44	90,94	5,31	38795,87	2,27	88105,42
125	8370	30,99	61,49	3,59	26230,42	2,27	59569,29

Tableau V.14 : Bilan des coûts (Exploitation- Amortissement)

Φ en [mm]	**90**	110	125
Amortissement	**411935,64**	599294,02	777507,52
Exploitation	**198420,68**	88105,42	59569,29
TOTAUX	**610356,33**	687399,44	837076,81

Tableau V.15 : les frais totaux de la première variante

Tançons	**Frais DA**
Forages-SP	8475434,8
SP- R300 m3	568351,43
SP-R700 m3	1192892,81
Totale	**10 236 679**

B- Variante N°2 :

Cette variante est un réseau d'adduction mixte : refoulement-gravitaire. On a besoin de projeter le réservoir tampon donc il faut savoir son côté de radier.

RAPPEL :

Le réservoir tampon qui sera projeté doit alimenter les deux châteaux d'eau 300 m3 et 700m3.

La cote du réservoir tampon sera déterminée économiquement, on réduit au maximum le refoulement tous en acceptant la vitesse dans les conduites gravitaires. On fait le raisonnement suivant :

1. Si la cote du réservoir tampon est élevée, alors la Hauteur Manométrique Totale (HMT) augmentera. Cela entraînera une augmentation des frais d'exploitation, ainsi qu'une augmentation de la charge disponible, ce qui résulte de diamètres gravitaires faibles et de frais d'amortissement réduits. Cependant, il est important de prendre en considération que la vitesse dans les conduites gravitaires doit rester admissible."

2. Si la cote du réservoir tampon est faible, alors la Hauteur Manométrique Totale (HMT) diminuera. Cela entraînera une diminution des frais d'exploitation, ainsi qu'une réduction de la charge disponible, ce qui résulte de diamètres gravitaires importants et de frais d'amortissement élevés.

On note que Cp (N5) = 900 m

Nous déterminons les diamètres des conduites par la charge disponible telle que :

$$Hd = \frac{8.\lambda.Lg.Q^2}{\pi^2 .g.D^5} \quad \text{et} \quad H_d = Cr - CTP$$

Alors : D calcule = $\sqrt[5]{\left(\frac{8\times\lambda\times Lg\times Q^2}{\pi^2\times g\times Hd}\right)}$ ⟹ on fait la normalisation

Tableau V.16 : Choix la cote du réservoir tampon

Cote de réservoir tampon	HMT	Diamètres de refoulement	Frais d'exploitation	Diamètres gravitaires	Frais d'amortissement	Vitesses
m	m	mm	DA	mm	DA	m/s
980	153,74	400	3 429 087,9	500	28 358,82	1.5
				400		1.36
				125		0.82
950	123,74	400	2 759 968,73	500	19 410,87	0.88
				160		0.74
				125		0.68

D'après le tableau VI.16, on fait une comparaison entre les deux côtes on constate que la cote de réservoir tampon idéale à choisir est : **950 m**.

Partie (01) : Nous dimensionnons les tronçons (C1, C2 et C3) et (c1, c2, c3, c4 et c5) qui sont courts par la formule de Bonnin à cause :

1. Les tronçons sont à des longueurs petites < 1Km.
2. Les vitesses données par cette formule sont supérieures à 1 m/s ce qui permet d'éviter le problème de dépôts de sable au niveau la crépine de la pompe du forage.

Tableau V.17 : tableau récapitulatif des diamètres normalisés des conduites de refoulement C1, C2, C3 après la simulation.

Tronçons	Longueur (m)	Débit transiter (l/s)	Débit transiter (m^3/s)	Diamètre calculer (mm)	Diamètre normaliser (mm)	Perte de charge (m)
C1	40	25	0.025	158	110	4,787
C2	40	50	0.05	224	200	0,863
C3	40	75	0.075	274	400	0,054
Totale						5,7

NB : On prend la longueur entre les forages de 40m pour éviter le rayon d'influence de chaque forage.

Les tronçons (c1, c2, c3, c4 et c5) ont même longueur : L=40m et véhiculent le même débit 25 l/s. En utilisant la formule Bonnin nous trouvons :

Dec = $\sqrt{Q}$ = (0.025) ^0.5 = 158 mm ⟶ **Dec = 200mm.**

Le diamètre économique normalisé des tronçons (c1, c2, c3, c4et c5) est en PEHD PN16 D=200mm.

Tableau V.18: les frais d'investissement des conduites Forages.

Φ	**Prix**	**Longueur**	**Prix conduite**	**Annuité**
mm	**Da**	**m**	**Da**	**Da**
110	806,06	40	32242,4	2864,01
200	2 666,79	40	106671,6	9475,36
400	10 658,75	40	426350	37871,58
TOTALE				**50210,95**

Tableau V.19 : les frais d'exploitation des conduites Forages.

Φ en [mm]:	**Longueur**	**PDC [m]:**	**Hmt en [m]:**	**Puiss [kw]:**	**En annuel**	**Prix [1kwh]:**	**Prix énergie**
110	40	4,79	124,14	43,49	317493,68	2,27	721028,14
200	40	0,86	120,21	42,12	307457,63	2,27	698236,27
400	40	0,05	119,40	41,83	305388,52	2,27	693537,34
TOTALE							**2112801,75**

Partie (02) :

On va procéder l'étude technico-économique par la méthode des tableaux afin de dimensionner le tracé de l'adduction. Les données à utiliser sont présentées dans le tableau suivant :

NB : On considère la cote du forage le plus éloigné : cas le plus défavorable.

Tableau V.20 : Tableau récapitulatif des données de calcul économique.

Ctn forage en[m]	903	**Hg en [m]**	119,35	**i en [%]**	8
Ctn du réservoir tampon [m]	950	**Q en [l/s]**	100	**t en [an]**	30
Longueur [m]	1192	**ξ en [m]**	0,0001	**η en [%]**	70
Nd en [m]	66,85	**ν en [m²/s]**	0,000001	**t en [h]**	19.2
Φ1 selon formule Bonin en [mm]	316	**Φ2 selon formule Bresse en [mm]**	474	**Prix 1kwh**	2,271

Tableau V.21: Tableau récapitulatif des calculs des caractéristiques de fourchette des diamètres choisis.

Φ en [m]:	**Vitesses [m/s]**	**Re**	**ξ/Φ**	**λ**	**i**	**PDC en [m]**	**PDC M [m]**
400	**1,19**	**389091,43**	**0,000305**	**0,015**	**0,00335**	**3,99**	**4,39**
500	0,76	311311,18	0,000244	0,015	0,00105	1,25	1,37
630	0,48	247068,53	0,000194	0,014	0,00031	0,38	0,41

Tableau V.22 : calcul des frais d'amortissement

Φ en [m]	Prix au[ml]	Longueur	Prix conduite	Annuité [Da]
400	10658,75	1192	12705230	1128572,971
500	16654,31	1192	19851937,52	1763396,658
630	26435,09	1192	31510627,28	2799008,146

Telle que : Anuitée A en [Da] : 0,088827433

Tableau V.23 : calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

Φ en [mm]	PDC en [m]	Longueur	PDC M [m]	Hmt en [m]
400	**3,99**	**1192**	**4,39**	**123,74**
500	1,25	1192	1,37	120,72
630	0,38	1192	0,41	119,76

Tableau V.24 : Calcul des frais d'exploitation.

Φ en [mm]	Longueur	PDC M [m]	Hmt en [m	Puiss [kw]	En annuel	Prix [1kwh]	Prix énergie
400	1192	4,39	123,74	173,42	1215309,88	2,27	2759968,73
500	1192	1,37	120,72	169,19	1185662,18	2,27	2692638,82
630	1192	0,41	119,76	167,84	1176215,66	2,27	2671185,77

Tableau V.25: Bilan des coûts (Exploitation- Amortissement)

Φ en [mm]>	**400**	500	630
Amortissement	**1128572,971**	1763396,658	2799008,146
Exploitation	**2759968,73**	2692638,817	2671185,77
TOTAUX	**3 888 541,701**	4456035,474	5470193,916

Selon la combinaison des frais d'exploitation et d'amortissement, et prenant en compte la pression supportée et la vitesse, le diamètre économique choisi est : **PEHD PN16 D=400mm**

C- Comparaison entre les deux variantes :

La comparaison entre le coût des deux variantes figure dans le tableau VI.26

Tableau V.26 : comparaison entre le coût des deux variantes.

Variante	Cout totale [DA]
01	10 236 679
02	2 150 673

Sur la base du bilan total, on adopte au choix de **la variante N°2**. En revanche cette variante reste toujours la meilleure du point de vue technico-économique.

Tableau V.27 : le diamètre choisi pour le tronçon forages-réservoir tampon.

Φ en [mm]	Débit [l/s]	Longueur	PDC [m]
400	100	1192	4,39

- **Calcul de la hauteur manométrique :**

HMT= Hg +ΔH total

Telle que : ΔH total= ΔH partie1 +ΔH partie2

$Hg = C_{\text{trop plein de réservoir tampon}} - C_{\text{niveau dynamique du forage le plus loin}}$

Hg = (950 + 5.5) - (903 - 66.85) = 119,35 m

HMT= 119.35 + 4.39 + 5.7

HMT = 129.44 m

Tableau V.28: Tableau récapitulatif des diamètres des conduites de refoulement.

Tronçon	F. Zdim-F1	F1-F2	F2-F3	F3-F4	F4 -RESERVOIR TAMPON
Diamètre[mm]	110	200	400	400	400
Longueur[m]	40	40	40	40	1192
Vitesse [m/s]	0.85	0.66	0.69	0.69	1.5

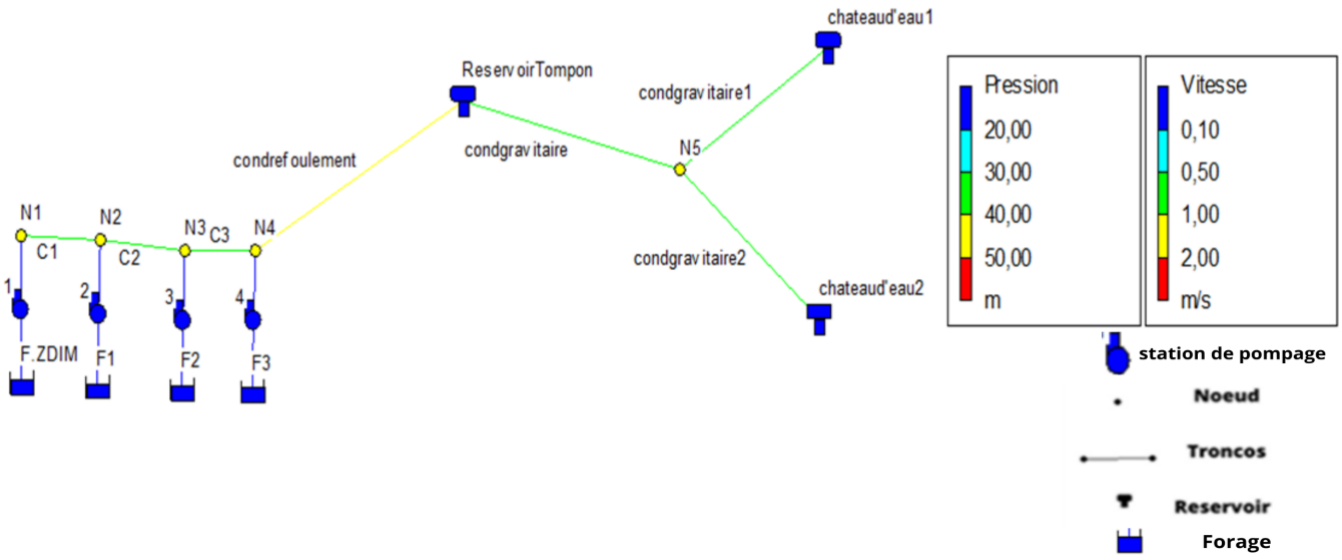
Nous déterminons les diamètres des conduites par la charge disponible telle que :

$$Hd = \frac{8\times\lambda\times Lg\times Q^2}{\pi^2\times g\times D^5} \quad \text{et} \quad H_d = Cr - CTP.$$

Alors : D calcule $= \sqrt[5]{\left(\frac{8\times\lambda\times Lg\times Q^2}{\pi^2\times g\times Hd}\right)}$ $\Longrightarrow$ on fait la normalisation par rapport au les diamètres PN 10.

Tableau V.29: Tableau récapitulatif des diamètres des conduites gravitaires après la simulation

Tronçon	Réservoir tampon-N5	N5-château d'eau de volume 700 m3	N5-château d'eau de volume 300m3
Diamètre[m]	500	160	125
Longueur[m]	7138	2245	1422
Vitesse [m/s]	0.65	0.51	0.46



Figures V.4 : Schéma de simulation de l'adduction projetée de chef-lieu de la commune Ksar El Abtal.

V.3 Pompage :

V.3.1 Définition :

La pompe est un dispositif utilisé pour aspirer déplacer ou refouler un fluide liquide d'une région à base pression vers une région à plus grande de pression c'est-à-dire elle augmente la pression du fluide liquide par la transformation de l'énergie mécanique fournie par un moteur entrainant cette pompe en énergie hydraulique qui est acquise par le liquide entre l'entrée et la sortie de la pompe.

L'énergie requise pour faire fonctionner ces pompes dépend donc des nombreux facteurs

Rencontrés dans l'étude des écoulements :

• *Les propriétés du fluide* : masse volumique, viscosité, compressibilité.

• *Les caractéristiques de l'installation* : longueur, diamètre, rugosité, singularités …

• *Les caractéristiques de l'écoulement* : vitesse, débit, hauteur d'élévation, pression …

V.3.2 Différents types de pompes :

On peut grouper les pompes en deux grandes classes :

•*Les pompes volumétriques* : dont l'écoulement résulte d'une variation de volume de l'espace occupé par le liquide.

•*Les pompes centrifuges* : où le mouvement du fluide est généré par la force centrifuge.

V.3.3 Choix de la pompe :

- **Choix du type de pompe :**

Le choix du type de pompe suit les critères suivants :

• Assurer le débit appelé Qapp et la hauteur manométrique totale HMT

• Meilleur rendement

• Vérifier la condition de non-cavitation

• Encombrement et poids les plus faibles

• Vitesse de rotation la plus élevée

• Puissance absorbée minimale

• Être fabriquée en série

• nombre de pompe minimale

- **Choix du nombre de pompe :**

Le choix dépend au :

• Meilleur rendement

• Puissance absorbée minimale

• Vitesse de rotation la plus élevée

•$(NPSH)_r$ minimal

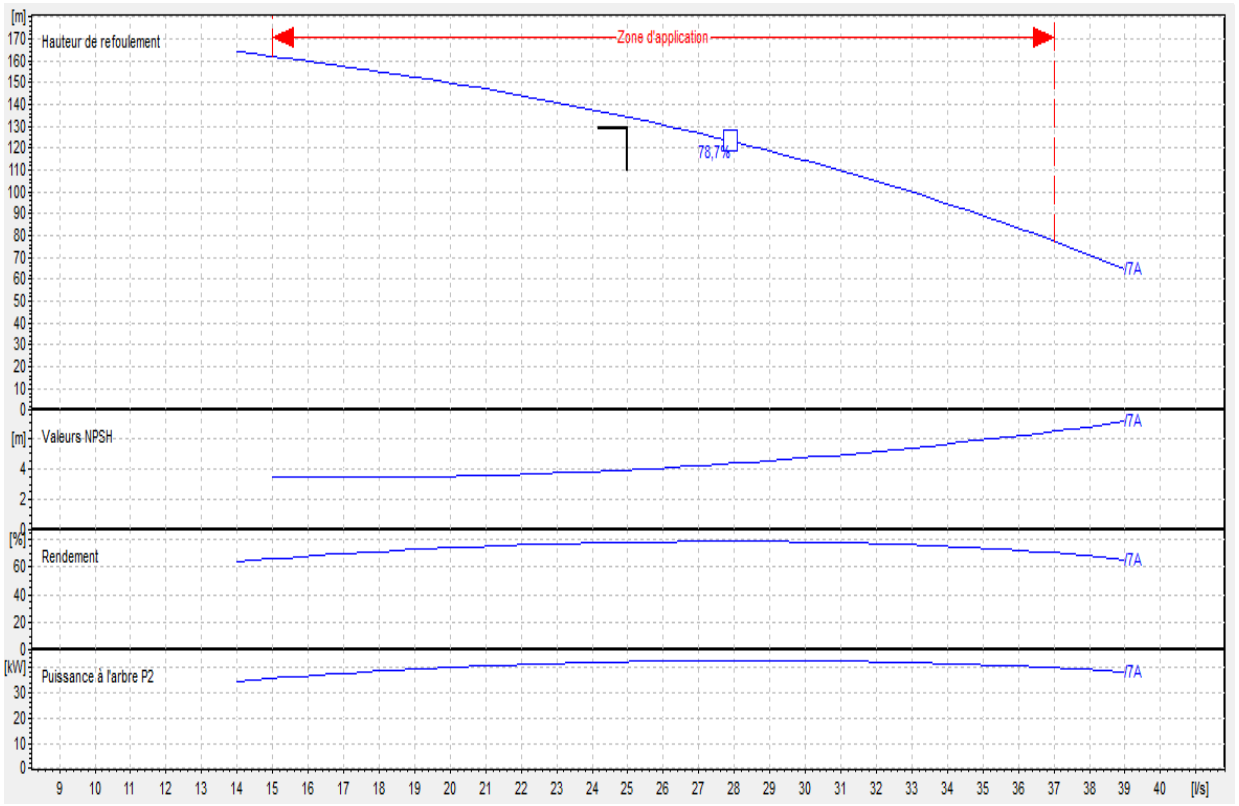
Nous avons utilisé un logiciel pour le choix de type de pompe optimale, les résultats sont représentés dans le tableau VI.30.

Tableau V.30: Les différentes variantes de pompes du forage.

Type de pompe	Nombre	Q	Hmt	Puissance	η	Fréquence	N	NPSHr
		l/s	m	kw	%	Hz	tr/min	m
P8L/5/30/9C	1	26	131	43.3	79.4	50	2900	4,12
E9S50/7A+MC860	**1**	**25.9**	**131**	**42.5**	**78.4**	**50**	**2900**	**4.06**
E10R40/5L+ MC860	1	25	130	42.2	75.3	50	2900	3.53
E8S55/9A+ MC860	1	25	130	42.4	74.8	50	2900	4.12

NB : puisque on a des forages, alors il y aura une seule pompe dans chaque forage.

D'après les critères de choix de pompe nous choisissons la pompe **E9S50/7A+MC860** pour chaque forage, d'abord elle satisfait les besoins de la commune et la hauteur manométrique totale et aussi pour le meilleur rendement avec un NPSH requis minimal et une puissance absorbée minimale, la figure VI.6 représente les courbes caractéristiques de la pompe.



Figures V.6: représente les courbes caractéristiques de la pompe choisie

Conclusion

Dans ce chapitre nous sommes arrivés à :

1. Définir 4 forages en plus pour pouvoir assurer les besoins de l'agglomération.
2. Choisir la meilleure variante pour notre réseau d'adduction et nous avons choisi une adduction mixte refoulement-gravitaire.
3. Dimensionner de manière économique nos réseaux d'adductions qui transporteront le débit nécessaire à l'alimentation en eau potable de notre chef-lieu,
4. Choisir les pompes des forages qui pourrons satisfaire ce transport.

CHAPITRES VI : RESERVOIRS

VI. RESERVOIRS

Introduction

Le réservoir est un ouvrage hydraulique intermédiaire entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution. Dans notre projet nous avons un château d'eau de volume 300 m^3 existant de cote de radier 930 m . Le but de ce chapitre est l'estimation du volume total qui sera jugé nécessaire pour assurer la consommation maximale de la dite agglomération et de le comparer au volume déjà existant de 300 m3.

VI.1 Le rôle de réservoir :

Les réservoirs d'eau potable assurent des fonctions générales multiples et de nature à la fois Technique et économique.

- **Fonction technique :**

-*Régulation du débit* : Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit, il permet d'adapter la production à la consommation.

-*Sécurité d'approvisionnement* : Le réservoir assure une fonction de sécurité d'approvisionnement dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution (pollution, rupture d'une canalisation, interruption de l'alimentation en énergie)

-*Régulation de la pression* : Le réservoir est un régulateur de pression puisque sa charge conditionne la pression sur le réseau.

-*Simplification de l'exploitation* : pour permettre l'arrêt pour l'entretien ou réparation de certaines installations.

-*Réacteur participant au traitement* : les réservoirs disposés à l'aval immédiat d'une station de traitement en assurant un temps de contact suffisant entre l'agent désinfectant et l'eau, garantissant une désinfection adéquate de celle avant la distribution.

- **Fonction économique**

-*Réduction des investissements sur le réseau de distribution :* Les réservoirs peuvent conduire à des économies significatives sur les investissements à réaliser sur le réseau de distribution en réduisant le diamètre des canalisations maîtresses (réservoir d'équilibre).

-*Réduction des dépenses d'énergie :* Les réservoirs permettent de privilégier le pompage pendant les heures de plus faible coût de l'énergie.

VI.2 Classification des réservoirs :

D'après la situation et la topographie des lieux, nous distinguons :

- des réservoirs enterrés

- des réservoirs semi enterrés

- des réservoirs Surélevés ou châteaux d'eau

NB : Dans notre cas, on opte à projeter un château d'eau plutôt qu'un réservoir à cause de la topographie de notre terrain, qui présente un caractère plat et dépourvu de tout dénivelé significatif donc elle ne favorise pas naturellement l'écoulement c'est la nécessité de générer une pression suffisante pour garantir la distribution efficace de l'eau.

- D'après leurs formes, il existe :

  - des réservoirs ayant des cuves de forme Circulaire

  - des réservoirs ayant des cuves de forme Carrée

  - des réservoirs ayant des cuves de forme Rectangulaire

- D'âpres leurs rôles, les réservoirs assurent :

  - un Rôle d'équilibre

  -un Rôle de brise charge

  -un Rôle de relai.

- Les réservoirs sont construits en :

  -Maçonnerie

  -Béton armé

  -Béton précontraint

  -Acier

  -Plastiques

VI.3 Équipement du réservoir :

- Conduite d'adduction : L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure.

- Conduite de distribution : Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.25 m au-dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve.
- Conduite du trop-plein : La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle évacue l'excédent d'eau en cas où la pompe ne s'arrête pas.
- Conduite de vidange : La conduite de vidange se trouve au point le plus bas de la cuve, elle permet la vidange de la cuve, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne.
- Conduite By-Pass : Elle relie la conduite d'arrivée à celle de départ. Elle isole la cuve du réservoir pendant le nettoyage, la réparation, et l'entretien, etc.

- Comptage : À la sortie de la conduite de distribution, un compteur doit être ménagé pour pouvoir effectuer des relevés périodiques de la consommation totale.
- Robinet-Vanne : Dans chaque canalisation (arrivé, départ, vidange…), un robinet vanne doit être prévu pour pouvoir effectuer le sectionnement de chacune de ces conduites en cas de besoin.

VI.4 Matérialisation de la réserve incendie :

Quand la surveillance du plan d'eau dans le réservoir ne peut être assurée par du personnel à demeure, ce qui est le cas pour les installations moyennes, automatiques, il importe que des dispositions soient prises en vue d'éviter ; dans le cas d'un soutirage intensif, que la réserve d'incendie ne puisse passer dans la distribution.

Une première disposition est celle indiquée sur la figure IV.2.a où, en temps normal, 1 est fermé et 2 ouvert. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir 1. Mais il existe ainsi une tranche d'eau morte, ce qu'il faut éviter.

Aussi, le dispositif le plus souvent adopté est constitué par un siphon (figure IV.2) qui se désamorce quand le niveau de la réserve est atteint : en service normal, 1 est ouvert et 2 fermé. Si le niveau dans le réservoir devait descendre en N, le siphon se désamorcerait grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve ne serait pas entamée. En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir 2. Tout en restant imprenable, la tranche d'eau constituant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

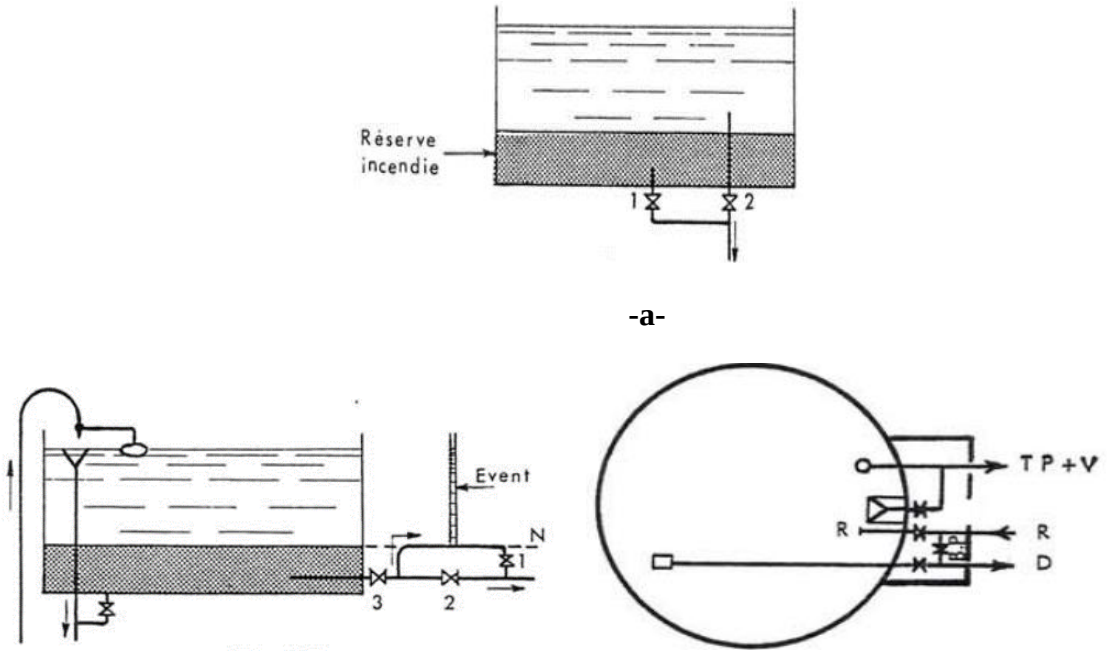


Figure VI.1 : Matérialisations d'incendie. (D'après dupant, Hydraulique urbain TOME II,1979)

NB : le schéma -b-2- représente la vue en haut de schéma -b-1- dans la figure IV.2 d'un réservoir semi enterrés.

VI.5 Emplacement des réservoirs :

On doit prend en considération les points suivantes :

-Le réservoir d'eau doit être placé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (aux limites de l'agglomération).

NB : Dans notre cas on a choisi la limite de l'agglomération de chef-lieu de Ksar El Abtal et diamétralement opposé au château d'eau existant, avec un côté de terrain naturel : Ctn = 910,40 m.

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité,

- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être

Construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

- lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires (comme dans notre cas), on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau soit à proximité du centre important de consommation.

- la cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigé dans le réseau.

- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés en matière de pression suffisante

VI.6 Altitudes des réservoirs :

L'altitude du réservoir d'eau, (précisément la cote de son radier) doit être calculé donc pour que la pression au sol à fournir pendant l'heure de point sera suffisante au moins égale à H_{min} en tous les point du réseau de distribution en particulier au point le plus défavorable (le point le plus loin et/ou plus élevé). C'est le calcul du réseau de distribution, pendant l'heure de pointe, qui permet de déterminer les pertes de charge et d'en déduire la cote du radier de réservoir. Le type de réservoir se détermine par la topographie et la cote du radier. On peut si un relief est disponible, augmenter les diamètres des conduites pour réduire les pertes de charge et éviter la surélévation du réservoir.

VI.7 Capacité du réservoir :

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations du débit à l'entrée ainsi qu'à la sortie, mais le plus souvent la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation, en tenant compte évidemment du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destiné à l'incendie.

On peut appliquer deux méthodes pour déterminer le volume du réservoir :

- *La méthode analytique :* qui tient compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.
- *La méthode graphique :* qui tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage.

En revanche, la capacité est déduite à partir des extrêmement des cumuls et de la consommation vis-à-vis de là de celle des apports.

Pour le cas de cette étude, on applique la méthode analytique.

VI.7.1 La méthode analytique :

La méthode analytique consiste à calculer pour chaque heure de la journée le résidu dans le réservoir, afin de déterminer son volume qui sera donné par la formule suivante :

$$\mathrm{Vu} = \frac{/\mathrm{Rmax}^{+}/+/\mathrm{Rmax}^{-}/}{100} * \mathrm{Qmax,j}$$

Avec : Vu : le volume utile du réservoir (m3).

$Rmax^{+}$: le reste dans le réservoir maximum positif.

$Rmax^{-}$: le reste dans le réservoir maximum négatif.

$Qmaxj$: le débit maximum journalier (m3/j).

Si l'on tient compte de la réserve d'incendie, on aura le volume total du réservoir :

Vt= Vu + V inc

Avec : Vt : le volume total du réservoir (m3).

Vu : le volume utile du réservoir (m3).

Vinc : le volume d'incendie estimé à 120 (m3).

Tableau VI.1 : Détermination de la capacité du réservoir d'alimentation.

Horaire	Consommation (%)	Refoulement (%)	Arrivée d'eau	Départ d'eau	Reste dans le réservoir
0—1	1,50	0,00	-	1,50	8,00
01—02	1,50	0,00	-	1,50	6,50
02—03	1,50	0,00	-	1,50	5,00
03—04	1,50	0,00	-	1,50	3,50
04—05	2,50	5,00	2,50	-	6,00
05—06	3,50	5,00	1,50	-	7,50
06—07	4,50	5,00	0,50	-	8,00
07—08	5,50	5,00	-	0,50	7,50
08—09	6,25	5,00	-	1,25	6,25
09—10	6,25	5,00	-	1,25	5,00
10—11	6,25	5,00	-	1,25	3,75
11—12	6,25	5,00	-	1,25	2,50
12—13	5,00	5,00	0,00	-	2,50
13-14	5,00	5,00	0,00	-	2,50
14-15	5,50	5,00	-	0,50	2,00
15-16	6,00	5,00	-	1,00	1,00

16-17	6,00	5,00	-	1,00	0,00
17-18	5,50	5,00	-	0,50	-0,50
18-19	5,00	5,00	0,00	-	-0,50
19-20	4,50	5,00	0,50	-	0,00
20-21	4,00	5,00	1,00	-	1,00
21-22	3,00	5,00	2,00	-	3,00
22-23	2,00	5,00	3,00	-	6,00
23-24	1,50	5,00	3,50	-	9,50

Tableau VI.2 : Résultat du calcul du volume total du réservoir d'alimentation.

Paramètres	**Q max,j**	**R^+ max**	**R^- max**	**Vu**	**V inc**	**Vt**
Unité	(m^3 /j)	-	-	m^3	m^3	m^3
Résultats	8646,62	9.5	0.5	864,7	120	984,7

Après la normalisation du volume total du réservoir, on a trouvé que sa capacité du stockage nécessaire est de 1000 m^3. De ce fait, la capacité du château d'eau existant de 300 m^3 n'est pas suffisante pour satisfaire les besoins de notre agglomération. Donc il est recommandé de projeter un nouveau château d'eau de capacité 700 m^3 pour assurer les besoins de notre chef-lieu.

VI.7.2 Dimensions du Réservoir :

Le château d'eau de volume 700 m3 qui sera projeté et le château d'eau de volume 300 m3 doivent alimenter ensemble le réseau dans le cas de forte consommation, en choisissant un point défavorable commun (un nœud "X") aux deux châteaux d'eau qui doit être à peu près à mi-distance des deux châteaux d'eau : mais la cote du radier du réservoir de volume 700 m3 sera comme inconnue !

Donc on pose l'équations suivantes :

3) Cote terrain nœud "X" + Pression (0,8 bars) = cote radier R700 - somme des pdc (du nœud "X" jusqu'à R700).
4) Cote du nœud "X" + Pression (0,8 bars) = Cote radier R300- somme des pdc (du nœud "X" jusqu'à R300).

On fait la répartition arbitraire des débits en respectant les deux lois de KIRCHOFF (loi des nœuds et loi des mailles), nous arrivons à l'obtention les résultats suivantes :

Tableau VI.3 : les résultats de calcul à partir la répartition arbitraire.

Tronçon	Débit	Longueur	Diamètres	ξ/d	λ	Pdc	Pdc M
	l/s	m	mm			m	m
C1	47,24	404,51	315	0,00036	0,016	0,72	0,79
C2	19,02	180,70	250	0,00045	0,017	0,17	0,19
C3	22,02	618,60	315	0,00036	0,016	0,24	0,26
C4	11,09	800,00	200	0,00057	0,017	0,84	0,92
C5	11,09	367,00	200	0,00057	0,017	0,38	0,42
C6	4,05	383,70	160	0,00071	0,018	0,17	0,19
C7	9,03	796,00	160	0,00071	0,018	1,77	1,95
C8	25,17	545,60	315	0,00036	0,016	0,27	0,30
C9	25,17	351,40	315	0,00036	0,016	0,18	0,19
C10	18,87	258,30	250	0,00045	0,017	0,24	0,27
C11	18,87	557,10	250	0,00045	0,017	0,52	0,58
C12	52,69	463,40	400	0,00028	0,015	0,29	0,32
C13	19,02	202,10	250	0,00045	0,017	0,19	0,21
C14	47,24	494,40	400	0,00028	0,015	0,25	0,28

-Le chemin le plus longue : C14-C12-C11-C3-C4-C6-C8.
-On égalise (1) et (2) et on tire l'inconnue qui est : cote radier 700

Cr_{R700} - ∑ΔH (du nœud "X" jusqu'à R700) = Cr_{R300} - ∑ΔH (du nœud "X" jusqu'à R300).

Cr_{R700} = Cr R300 - ∑ΔH (du nœud "X" jusqu'à R300) + ∑ΔH (du nœud "X" jusqu'à R700)

Cr_{R700} = 930 - (0.3+0.19+0.92) + (0.26+0.58+0.32+0.28)

Cr_{R700} = 930,05 m

NB : Cr_{R700} : cote de radier de château d'eau de volume 700 m3.

Cr_{R300} : cote de radier de château d'eau de volume 300 m3.

Nœud X : le point neutre.

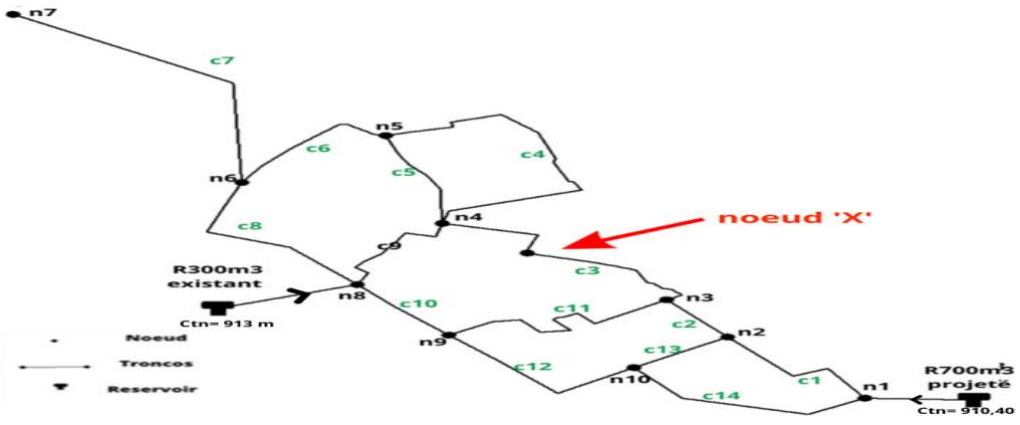


Figure VI.2 : Schéma synoptique de réseau de distribution + position de château d'eau projeté et point neutre (le point le plus défavorable).

Puisque la cote de radier est 930,05 m et la cote de terrain est 910,40 m alors on va projeter un château d'eau de volume 700 m3 avec une hauteur de 19.65m. Ce château d'eau donnera un débit de 105 l/s et son débit d'arrivée est : 8 l/s donc son remplissage s'effectuera dans un jour.

Le château d'eau de volume 700 m3 renforcera l'alimentation en eau du réseau de distribution avec le château existant de volume 300 m3.

NB : Notons aussi que, pour les châteaux d'eau, et pour des raisons économiques, on doit éviter des surélévations de plus de 40m. Dans notre cas la surélévation est 19.65 m < 40 m.

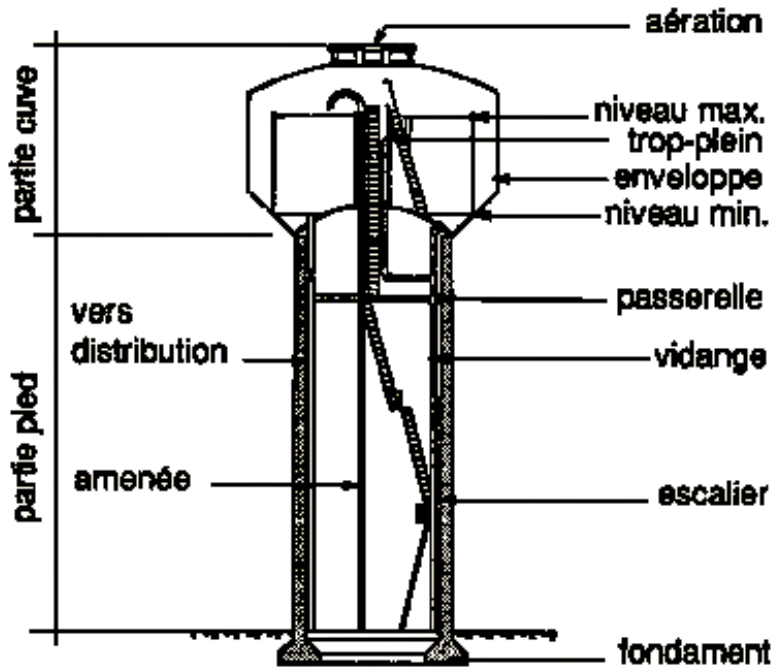


Figure VI.3 : Equipements hydrauliques des réservoirs

- **Le diamètre de la cuve :**

H $_{cuve}$ = 3 à 6m, on prend H $_{cuve}$ = 6 m

$$S = \frac{Vn}{H} \quad \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{Vn}{H} \quad \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * \mathrm{Vn}}{\pi * \mathrm{H}}}$$

Avec : Vn : capacité normalisée du réservoir (m3).

S : la section du réservoir (m2).

D : diamètre de la cuve (m).

H : la hauteur utile optimale d'eau (m).

AN : $D = \sqrt{\frac{4 * 700}{\pi * 5}}$ = 12.19 m

Le diamètre du réservoir doit être normalisé : DN = 13 m

- **Elévation de la hauteur d'eau h :**

$$h\,eau = \frac{4 * Vn}{\pi * D^2}$$

AN: ⇒ $h\,eau = \frac{4 * 700}{\pi * 13^2}$ ⇒ h_{eau} =5.5 m

- La section de la cuve :

$$S = \frac{Vn}{h}$$

AN : ⇒ $S = \frac{700}{4.5}$ ⇒ S= 156 m2

- **Hauteur de la réserve d'incendie :**

$$\boldsymbol{Hin = \frac{Vinc}{S}}$$

AN : ⇒ $H\,inc = \frac{120}{156}$ ⇒ H inc = 0.77 m

- **La hauteur totale de la cuve :**

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0.25 à 1 m, au-dessus du plan d'eau.

$$H_{cuve} = h + R$$

H_{cuve} : la hauteur totale de la cuve (m).

R : revanche (m).

On prend : R = 0.23.

AN: H_{cuve} = 4.5+0.77 + 0.23 ⇒ **H_{cuve} =5.5 m.**

Tableau VI.4 : Caractéristiques du château d'eau de volume 700 m3.

V (m3)	Cr (m)	D (m)	H_{cuve} (m)	Hr (m)
700	930	13	5.5	19.2

VI.7.3 Dimensions réservoir tampon :

Nous avons choisi une adduction de type mixte : refoulement – gravité, ce qui nécessite un réservoir tampon.

Le réservoir tampon qui sera projeté doit alimenter les deux châteaux d'eau 300 m3 et 700m3.

La cote du réservoir tampon sera déterminée économiquement, on réduit au maximum le refoulement tous en acceptant la vitesse dans les conduites gravitaires. On fait le raisonnement suivant :

1. Si la cote du réservoir tampon est élevée, alors la Hauteur Manométrique Totale (HMT) augmentera. Cela entraînera une augmentation des frais d'exploitation, ainsi qu'une augmentation de la charge disponible, ce qui résulte de diamètres gravitaires faibles et de frais d'amortissement réduits. Cependant, il est important de prendre en considération que la vitesse dans les conduites gravitaires doit rester admissible."

2. Si la cote du réservoir tampon est faible, alors la Hauteur Manométrique Totale (HMT) diminuera. Cela entraînera une diminution des frais d'exploitation, ainsi qu'une réduction de la charge disponible, ce qui résulte de diamètres gravitaires importants et de frais d'amortissement élevés.

On note que Cp (N5) = 900 m

Nous déterminons les diamètres des conduites par la charge disponible telle que :

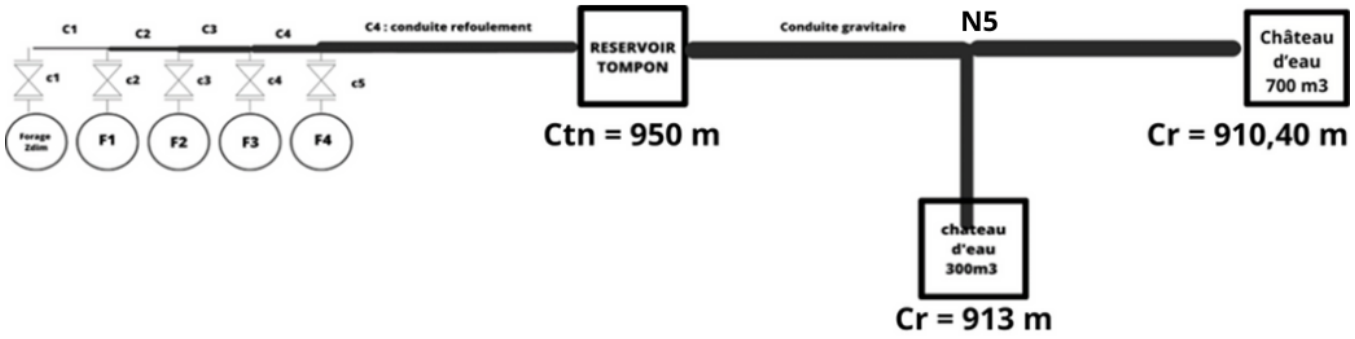
$$Hd = \frac{8\times\lambda\times Lg\times Q^2}{\pi^2\times g\times D^5} \quad \text{et} \quad H_d = Cr - CTP.$$

$$\text{Alors : D calcule} = \sqrt[5]{\left(\frac{8\times\lambda\times Lg\times Q^2}{\pi^2\times g\times Hd}\right)} \Longrightarrow \text{on fait la normalisation}$$

Tableau VI.5 : Choix la cote du réservoir tampon

Cote de réservoir tampon	HMT	Diamètres de refoulement	Frais d'exploitation	Diamètres gravitaires	Frais d'amortissement	Vitesses
980	153,74	400	3 429 087,9	500	28 358,82	1.5
				400		1.36
				125		0.82
950	123,74	400	2 759 968,73	500	19 410,87	0.88
				160		0.74
				125		0.68

D’après le tableau IV.5, on fait une comparaison entre les deux côtes on constate que la cote de réservoir tampon idéale à choisir est : 950 m.



Figures VI.4 : Schéma synoptique de réseau d’adduction Deuxième variante.

Le réservoir tampon joue le rôle d’un relais entre la conduite de refoulement et la conduite gravitaire. Son volume doit être déterminé en fonction du temps de manœuvre du robinet vanne placé à l'extrémité aval de la conduite gravitaire de telle façon à garder cette dernière toujours pleine.

Loi de manœuvre : la variation de débit dépend au temps de fermeture de robinet de vanne telle que :

$$Q(\mathrm{t}) = \mathrm{Q0}(\mathrm{t} = 0) * (1 - \frac{t}{T})$$

Et :

$$dv = Q * dt$$

Alors :

$$V = \int_0^V dv = \int_0^T Q\ dt = \int_0^T Q0(t = 0) * \left(1 - \frac{t}{T}\right) dt$$

Donc :

$$\boldsymbol{V = \frac{Q0 * T}{2}}$$

Avec : Q0 : débit transité dans la conduite gravitaire (m3/h) .

V : volume de réservoir tampon (m3)**.**

T : temps de fermeture totale linéaire du robinet de vanne (s). et : $T = \frac{L}{v}$

L : la longueur de conduite (m).

v : vitesse d’écoulement (m/s).

Tableau VI.6: Caractéristique des conduites gravitaires.

Conduite gravitaire	Longueur m	Diamètre mm	Débit l/s	Section m2	v m/s	T s	Volume m3
1	7138	500	100	0,131	0,76	9350,78	467,54
2	2245	160	8	0,084	0,10	23572,50	94,29
3	1422	125	4.4	0,0082	0,54	2650,09	5,83
Totale							**567,66**

Après la normalisation, le volume total du réservoir tampon sera de : 600 m3.

$V_{\text{réservoir tampon}}$ = 600 m3

Nous choisissons une forme cylindrique avec une hauteur optimale d'eau de 6 m.

$$S = \frac{Vn}{H} \quad \Rightarrow \quad \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{Vn}{H} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 * \mathrm{Vn}}{\pi * \mathrm{H}}} \quad \Rightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4 * 600}{\pi * 6}}$$

⇒ D = 11.3 m On normalise à **D=11.5 m**

La hauteur totale du réservoir est : $h = \frac{Vn}{S}$ = 5.8 m.

H=h + R =5.8 + 0.23 =6.3m Alors : on prend **H = 6.5 m**.

Tableau VI.7 : Caractéristiques du réservoir tampon.

V (m3)	Cr (m)	D (m)	$H_{R.T}$(m)
600	950	11.5	6.5

Conclusion

À la fin de ce chapitre on a vérifié la capacité du château d'eau pour alimenter notre chef-lieu en utilisant la méthode analytique, on conclut qu'on doit projeter les ouvrages suivants :

- Un château d'eau de distribution d'une capacité de 700 m3 au niveau de la chef-lieu de la commune Ksar El Abtal.

- Un réservoir tampon d'une capacité de 600 m3.

CHAPITRES VII : Coups de Bélier en Refoulement

VII. Coups de Bélier en Refoulement

Introduction

Il est de toute première importance d'étudier les moyens propres à protéger les conduites qui fonctionnent en refoulement ou en charge à écoulement gravitaire contres un phénomène qui est le coup de bélier pour un bon fonctionnement du réseau d'adductions d'AEP. C'est l'objet de ce chapitre.

VII.1 Présentation du coup de bélier :

VII.1.1 Définition du coup de bélier :

Le coup de bélier, forme du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements.

Ce phénomène est engendré par :

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

VII.1.2 Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants :

1. Risque de forte pression :

Les surpressions apparaissent comme étant des pressions qui dépassent plusieurs fois la pression de service, pouvant ainsi provoquer des fissurations et des cassures de conduites. Ces surpressions apparaissent beaucoup plus aux point bas des conduites.

2. Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantanée d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences nuisibles peuvent être crées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

3. Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut Provoquer la fatigue des conduites, ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées.

VII.1.3 Moyens de protection contre le coup de bélier :

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier

Devront avoir pour effet : de limiter la dépression ainsi que la surpression.

Parmi ces moyens, on trouve :

- Volant d'inertie.
- Les ventouses.
- Les réservoirs d'air.

1. Volant d'inertie :

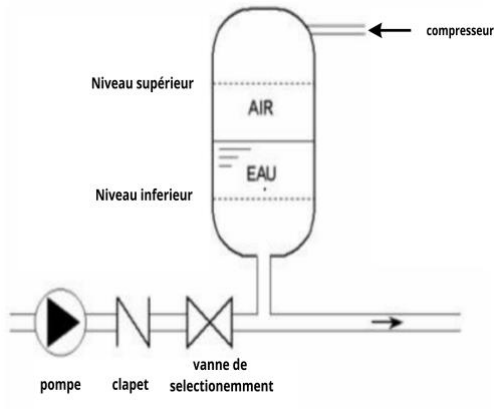
C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation et ceux malgré l'arrêt du moteur. Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

2. Les ventouses

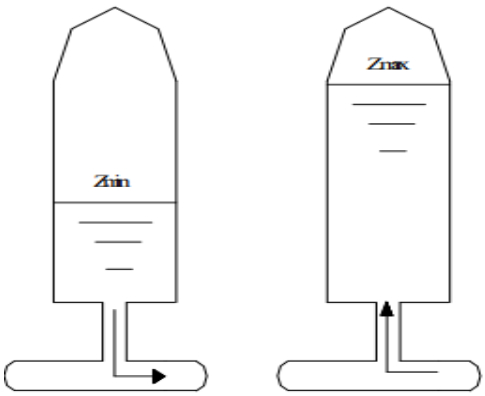
Elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.

3. Les réservoirs d'air :

Ils protègent les conduites à la fois contre les dépressions et les surpressions. Ce sont des réservoirs renfermant de l'air et une certaine hauteur d'eau. Lorsque la conduite est le siège d'oscillations de pression, le volume occupé par l'air varié à l'intérieur du réservoir comme l'indique les figures suivantes :



Figures VII.1 : Principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier.(D'après : etude-de-cas-alimentation-en-eau-dune-ville-ensps.pdf)



Figures VII.2 : Variation du volume d'aire au cours des phases de fonctionnement du réservoir. **(D'après A. Dupant).**

VII.2 Etude du coup de bélier :

Notre système d'adduction d'eau repose sur une adduction mixte, combinant l'adduction par refoulement -gravité. ON va s'intéresser par la partie de refoulement pour étudier le phénomène de coup de bélier. Le refoulement est caractérisé par une conduite en PEHD (Polyéthylène Haute Densité) de classe PN 16, ayant un diamètre de 400 mm, s'étendant

TableauVII.1 : les caractéristiques de la conduite de refoulement

Q (l /s)	DN (mm)	Matériaux de conduite	L_{ref} (m)	e (mm)	Hg (m)	Hmt (m)
100	400	PEHD PN16	1192	36.30	53.5	57.89

Hg : la hauteur géométrique de refoulement. C'est la différence de niveau entre l'axe de la pompe de cote 903 et le point le plus élevé de la distribution de niveau 950 m.

VII.2.1 Méthode de calcul d'un réservoir d'air anti-bélier :

La Méthode de PEUCH et MEUNIER c'est la méthode qui sera utilisée dans notre projet pour la détermination du volume du réservoir d'air. Cette méthode utilise trois nombres adimensionnels qui sont :

K : qui caractérise les pertes de charge ;

A : qui caractérise la conduite de refoulement ;

B : qui caractérise le volume d'air du réservoir anti-bélier.

Telle que :

$$K = \frac{Habs - H0}{H0}$$

$$A = \frac{c.V0}{g.H0}$$

$$B = \frac{V0^2}{g.Habs} \times \frac{L.S}{U0}$$

c: célérité d'onde de de coup de bélier (m/s) ;

V0 : vitesse d'écoulement en régime permanent (m/s) ;

H0 : Pression statique absolue

H0= Hg+10 (m)

Habs : La pression de service absolue tq

Habs = Hg+$\sum \Delta h$ +10 (m)

$\sum \Delta h$: les pertes de charge totales (m)

L : longueur totale de la conduite de refoulement (m) ;

S : section de la conduite de refoulement (m) ;

U_0 : Volume d'air initial (m3)

g : accélération de pesanteur (m/s^2).

La méthode se résume dans les étapes suivantes :

- Calculer la célérité d'onde C et la vitesse de l'écoulement en régime permanent V0.
- Calculer les paramètres A et K,
- Tracer le profil en long de la conduite de refoulement, comme suite :

Tableau VII.2 : Caractéristiques de Profil en long de la conduite de refoulement.

Z (m)	Z0	Z1	Z2	Z3	Z4
Distance (m)	0	L/4	L/2	3L/4	L
ΔZ (m)	0	Z1-Z0	Z2-Z0	Z3-Z0	Z4-Z0
$\frac{\Delta Z+10}{Hg+10}$	ΔZ0 / H0	ΔZ1 / H0	ΔZ2 / H0	ΔZ3 / H0	ΔZ4/H0
$\frac{x}{l}$	0	0.25	0.5	0.75	1

Avec :

Z : La pression totale,

X / L: Le rapport entre les abscisses de différents points et la longueur totale.

Dans les abaques, les courbes de dépression sont en fonction de Pmin/H0 et X/L.

- Ayant calculé K et A, nous superposons la famille de courbes B au profil en long. Nous choisissons la courbe qui laisse au moins une sécurité de 3m de pression absolue au-dessus du point le plus défavorable du profil ; la valeur de B permet de calculer U0.

$$U0 = \frac{V0^2}{g.Habs} \times \frac{L.S}{B}$$

- Calculer U0.
- Déterminer le volume d'air maximum qui correspond à la pression minimale Pmin, cette dernière est tirée de l'abaque par l'intersection de la courbe B et l'axe des ordonnées Pmin / H0.

$$\text{Umax} = \text{U0} \times \left(\frac{\text{Habs}}{\text{Pmin}}\right)^{\mathbf{0.83}}$$

- Ce volume est majoré de 20 à 30%, pour assurer un certain volume d'eau dans le réservoir. Le volume réel du réservoir d'air anti-bélier sera donc :

U réel = (1,2 à 1,3) Umax

VII.2.2 La célérité de l'onde :

La célérité d'onde peut être calculer par deux formules :

- **Formule 01 :**

$$\boldsymbol{c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K}{E} * \frac{D}{e}}}}$$

Avec : c : célérité d'onde (m/s).

D : diamètre de la conduite (m).

e : épaisseur de la conduite (m).

ρ : La masse volumique de l'eau : ρ =1000 kg/m^3.

K : Coefficient d'élasticité de l'eau : k = 2,07.10^9 Pa.

E : module d'élasticité de Young de la conduite en PEHD : E =1,4*10^{9}Pa.

- **Formule 02 :**

C'est une formule améliorée par **Mr (SALAH. B)** pour les conduites enterrées :

$$\boldsymbol{c = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K.2.a.(1 - \nu m^2).(1 - \nu s)}{(1 - \nu m^2).a.Es + Em * em.(1 - \nu s)}}}}$$

Avec :

C : célérité d'onde en (m/s)

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

ρ : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m^3

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; E_m = 1.2*10^9 Pa pour PEHD.

E_s : module de Young du sol ; Es = 2*10^7 Pascal.

υ_m : coefficient de poisson du matériau. υ_m=0,3 (acier), υ_m=0,46 (PVC),υ_m=0,3 (fonte)

υ_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. υ_s=0.33

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

VII.2.3 La valeur du coup de bélier :

- Fermeture brusque :

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que : $T< \frac{2*L}{c}$

La valeur maximale du coup de bélier est : $b = \pm \frac{c*V0}{g}$

Avec : B : La valeur du coup de bélier (m).

c : La célérité de l'onde (m/s) .

V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s).

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

La valeur maximale de la pression-surpression est : Hs = H0 + b.

La valeur maximale de la pression-dépression est : Hd = H0 – b.

Où : H_0 : La pression absolue dans la conduite, tel que : H0 = Hg +10.

Avec : Hg : Hauteur géométrique de refoulement.

10 : Pression atmosphérique.

H0 : Pression absolue de la conduite.

VII.2.4 Calcul du coup de Bélier :

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans la conduite de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service. Les valeurs numériques du coup de bélier pour le tronçon forages- réservoir tampon sont représentées dans le tableau suivant :

TableauVII.3 : Calcul de la valeur du coup de bélier dans le tronçon Forages-réservoir tampon PEHD PN 16 D=400 mm.

Long	Débit	Diamètre	Section	Vitesse	Célérité de l'onde de coup de bélier	Surpression au C.B	Pression max	Pression min
(m)	(l/s)	(mm)	(m2)	(m/s)	(m/s)	(m)	(m)	(m)
1192	100	400	0,085	1,19	345.98	41,89	105,39	21,61

NB : la valeur de célérité de l'onde de coup de bélier est calculée par la première formule :

c=√(K/ρ)/√(1+K/E*D/e)

Interprétation :

D'après les résultats obtenus on

- Le cas dans notre étude, la valeur de la dépression est bien supérieure à 1 Bar il n'y aura pas un risque de cavitation.
- La surpression ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible.

Par conséquent, le phénomène du coup de bélier ne se manifeste pas dans ce tronçon, mais on prend les mesures de sécurité.

Donc, Le choix s'est porté sur le réservoir d'air qu'il présente les avantages suivants :

- Intervient dans la protection contre la dépression et la surpression.
- Simple à installer et facile à contrôler.
- Choisi, pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement.
- Pas des pertes d'eau.

VII.2.5 Calcul du volume d'air :

- La pression statique absolue :

H0 = Hg +10 = 53.5 + 10 = 63.5 m.

- La pression de service absolue :

Habs = Hg+ $\sum \Delta h$ +10 = 63.5 +4.39 = 67.89 m

Ou : $\sum \Delta h_{totale}$ = 4.39 m (selon les résultats de chapitre : Adduction et pompage).

- Calcule des nombres adimensionnels :

On calcule les nombres K et A pour choisir l'abaque de protection contre les dépressions.

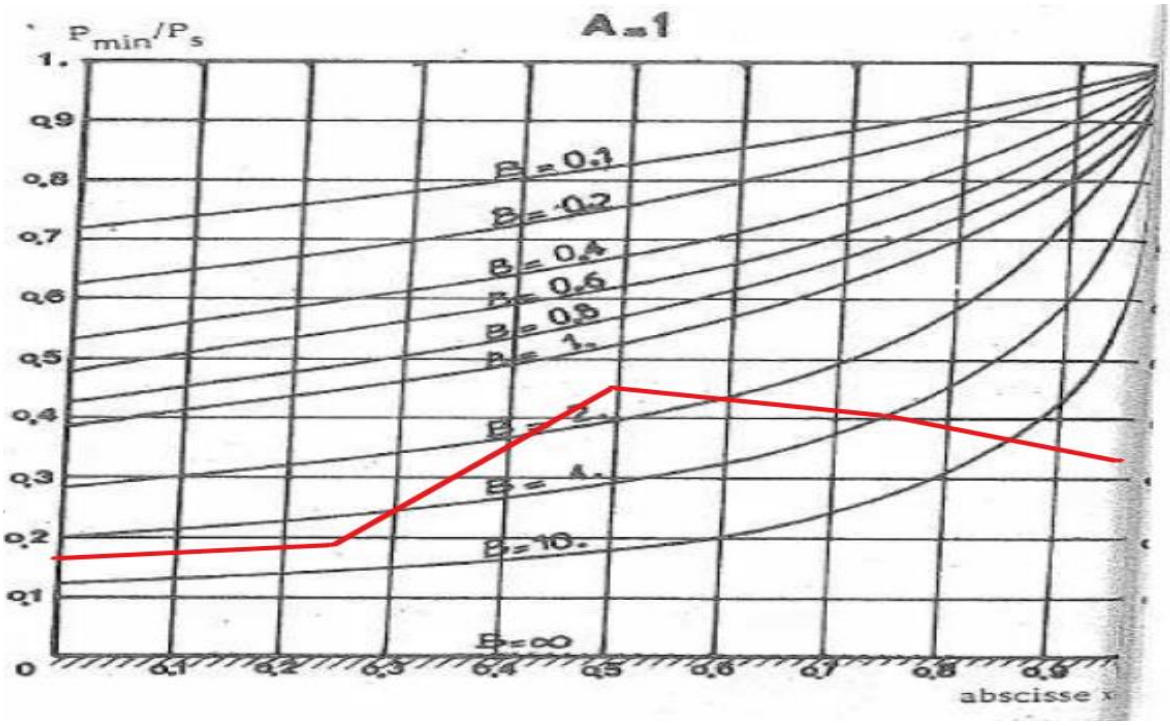
$K = \frac{Habs-H0}{H0} = \frac{67.89-63.5}{63.5} = 0.07$

$A = \frac{c.V0}{g.H0} = \frac{345.98\times1.19}{9.81*63.5} = 0.66$

Alors : on choisit l'abaque correspond au K=0 et A=1 pour avoir la valeur de B.

Tableau VII.4 : Caractéristiques de profil en long de la conduite de refoulement.

Z (m)	903	905	923	939	950
Distance (m)	0	298	596	894	1192
ΔZ (m)	0	2	18	16	11
$\frac{\Delta Z+10}{Hg+10}$	0,157	0,189	0,441	0,409	0,331
$\frac{x}{l}$	0	0.25	0.5	0.75	1



Figures VII.3 : Abaques de Puech et Meunier pour l'étude de la dépression d'une conduite protégée par réservoir d'air pour notre conduite de refoulement. [PEUCH et MEUNIER 1978]

- Après superposition du profil en long sur l'abaque de Puech et Meunier, nous obtenons B=0.6 la conduite est entièrement protégée et laisse au-dessus du point le plus défavorable du profil une pression absolue de plus de presque 3m d'eau. Cette valeur de B nous permet de calculer le volume comprimé U0 :

$$U0 = \frac{V0^2}{g.Habs} \times \frac{L.S}{B} = \frac{1.19^2}{9.81 \times 67.89} \times \frac{1192 \times 0.085}{0.6} = 0.359 \text{ m}^3$$

- Depuis l'abaque : Pmin / H0 = 0,62 $\Longrightarrow$ Pmin = 39,37 m

- Le volume d'air maximal sera calculé en considérant une loi intermédiaire entre les lois isothermes et adiabatiques :

$$Umax = U_0 [Habs / Pmin]^{1/1,2} = 0.565 \text{ m}^3$$

- Ce volume est majoré de 20%, pour assurer un certain volume d'eau dans le réservoir. Le volume réel du réservoir d'air anti-bélier sera donc :

$$U \text{ réel} = (1,2\text{-}1.3) * Umax = 1.2*1.7 = 0.678 \text{ m}^3$$

Après la normalisation, le volume de réservoir d'air est : **700 l**

VII.2.6 Calcul le diamètre de diaphragme

Nous nous servons de l'abaque de DUBIN ET GUENEAU :

A = 1

B = 0.6

nous lisons

$\alpha . \frac{V0^2}{H0} = 2.8$

$\frac{Pmax}{H0} = 1.15$

Avec : $$\alpha = \frac{1}{2.g}\left[\frac{D^2}{0{,}6.d^2} - 1\right]^2$$

Si on écrit : $\boldsymbol{n = \alpha . \frac{V0^2}{H0}}$ **Alors :** $$d^2 = \frac{D^2}{0{,}6\ .[\sqrt{\frac{n.2g.H0}{V0^2}}+1]}$$

$$d^2 = \frac{0.4^2}{0{,}6\ .[\sqrt{\frac{2{,}8 \times 2 \times 9.81 \times 63.5}{1.19^2}} + 1]}$$

Donc : **d = 72.6 mm**

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié le phénomène du coup de bélier, ses définitions et ses conséquences potentielles. Pour assurer la sécurité et la stabilité de notre système, nous avons étudié le moyen de protection contre ce phénomène qui est le réservoir d'air, en utilisant la méthode de Puech et Meunier, nous avons calculé les dimensions du réservoir d'air nécessaire pour protéger notre conduite de refoulement de forages vers le réservoir tampon. Les résultats ont montré que le volume optimal du réservoir d'air pour prévenir les coups de bélier est de 700 l . Ces données nous permettront de concevoir un système fiable et efficace, réduisant ainsi les risques de dommages et assurant le bon fonctionnement de notre installation.

CHAPITRES VIII : POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES DU RESEAU

VIII. POSE DE CANALISATION ET ACCESSOIRES DU RESEAU

Introduction

En général la gestion et l'exploitation du réseau d'alimentation en eau potable nécessite de la mise en place des canalisations, des équipements et accessoires pour but de bien gérer le réseau distribution de l'eau d'une part, et d'autre part de les conduites d'adduction.

VIII.1 La pose de canalisation :

VIII.1.1 Principe de la pose de canalisation :

Le principe de pose de canalisation est le même, mais le mode de pose diffère d'un sol à un autre pour réduire l'effet des différents contraintes agissantes sur la canalisation.

- Les canalisations sont posées en tranchée sauf certain cas où elles sont posées sur sol, mais qu'elles soient protégées et rigoureusement entretenues.
- Il doit avoir une large suffisant pour la tranchée et au niveau les joints.
- Le fond de la tranchée doit être réglé conformément au profil en long définitif de la conduite.
- L'épaisseur du remblai au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite varie, pratiquement selon les régions qui différent et sous le fait du gel :
    - de 1 m dans les régions tempérées
    - de 1.25m à 1.5 m dans les régions à climat rigoureux.
- La position des conduites doit former un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre (ne le vois pas par l'œil nue) et des changements de pente tous les 200 à 400 m pour générer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'aire entraîner soit pendant le remplissage de la conduite soit lors de fonctionnement.

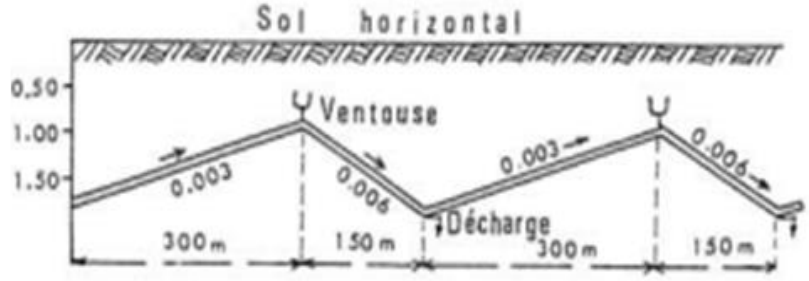


Figure VIII.1 : Schéma favorable de pose de canalisation (DUPANT-TOME2)

- 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.

VIII.1.2 Type de pose de canalisations :

En général, le choix du type de pose de canalisation est conditionné par la topographie du terrain, la disposition des lieux et la position des différents obstacles qui peuvent être rencontrés. Pour notre cas on a une pose de canalisation dans terrain ordinaire.

Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

- Dans le terrain ordinaire la pose de canalisation s'effectue en tranchée dont la largeur minimale est de 0.60 m pour permettre aux ouvriers d'y entrer.
- La profondeur de la tranchée doit permettre de recevoir le lit de pose de 0.15 à 0.20 m d'épaisseur convenablement nivelé destiné à constituer un matelas au-dessous du tuyau, la conduite et l'épaisseur du remblai (80 cm minimum) afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les charges.
- Avant la mise en fouille, on fait un triage des conduites de façon à éliminer celles qui ont subi de chocs, fissuration… etc. ensuite, on pratique la descente en lit soit manuellement soit mécaniquement.
- Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm, par couches successives arrosées et bien tassées avec de la terre exempte de pierres, et sera par la suite achevé avec du tout-venant.

N.B : Dans le cas de notre projet les conduites seront posées dans un terrain ordinaire.

➢ *Remblai des tranchées :*

Après avoir effectué la pose de canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 à 15) cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.
- Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières.
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0.25m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais.



Figures VIII.2 : Pose de canalisation en tranchée (D'après le site web tp.demain)

VIII.2 Accessoires du réseau d'AEP :

VIII.2.1 Les robinets-vannes :

La fonctionnalité d'un robinet à vannes est de réguler le passage de l'eau ou de l'arrêter. Également appelé robinet de sectionnement, on distingue :

- *Les vannes à opercule :*

Pour les diamètres < 300 mm, Cet appareil doit être complètement ouvert ou complètement fermé. Son actionnement peut se faire soit par volant, une tige d'extension ou bien par l'actionnement électrique. Ils sont placés dans chaque nœud en respectant la règle (n-1) où n est le nombre de branche.

- *Les vannes à Papillon :*

Pour les diamètres ≥ 300 mm. Elles sont utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau dans notre cas on installe ces dernières à l'amont de la conduite qui se ferment sous la pression de l'eau.

- *Les vannes de réduction de pression :*

Elles permettent de ramener la pression à une valeur souhaité ou de réduire la pression d'une valeur prédéterminée. Installé à l'entrée du réseau, il protège toute l'installation dus à un excès de pression : bruits, coups de bélier…

- *Les vannes de vidange :*

Ce sont des robinets placés aux points les plus bas dans la canalisation pour permettre la vidange de la conduite, ces robinets seront posés à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

VIII.2.2 Les clapets anti-retours :

Le clapet anti-retour est un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

N.B : pour notre cas, on prévoit les clapets qui sont installés à un seul sens pour diriger l'écoulement dans le sens indiqué.

VIII.2.3 Les ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation de la poche d'air dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

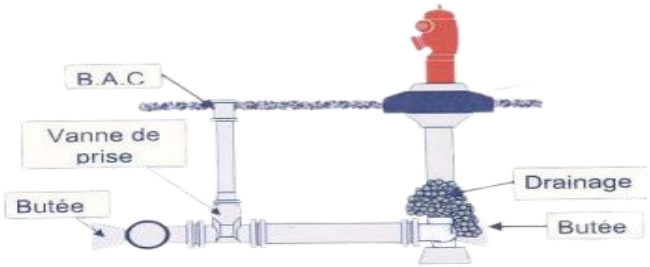
VIII.2.4 Les bouches et poteaux d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être :

- Alimentés par des conduites de même diamètre qui doivent assurer un débit minimal de 17(l/s) avec une pression de 1 bar. Leur diamètre est normalisé à 80 ,100 ou 150mm.

- Disposés au côté de rue, de façon à minimiser la longueur de leurs branchements à la conduite de distribution
- Espacés de 100 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

NB : Dans notre cas, on prévoit l'installation un seul poteau d'incendie.



Figures VIII.3 : Bouches et poteaux d'incendie.

(D'après le guide technique VEILIA)

VIII.3 Les pièces spéciales de raccordement :

Il existe donc une gamme de raccords en polyéthylène destinés à :

- La déviation d'une partie d'écoulement.
- Le changement de diamètre de la conduite.
- Le changement de direction de la conduite.
- L'assemblage des tubes.

Pour notre réseau on aura besoin de :

VIII.3.1 Les coudes :

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

VIII.3.2 Cônes :

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue : Les cônes à deux emboîtements ; Les cônes à deux brides ; Les cônes à emboîtement et bride.

VIII.3.3 Les tés :

Les tés ont pour fonction soit de soutirer un débit d'une conduite ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés soit à trois emboîtements soit à deux emboîtements et bride. On les trouve dans les réseaux maillés, ramifiés et aussi les canalisations d'adduction dans le cas de piquage.

VIII.3.4 Les crois de jonction :

Les crois de jonction sont utilisés pour croiser des conduites de sens perpendiculaire. Les deux manchons de croix peuvent avoir des diamètres différents. On distingue des crois de jonction à brides ou à manchons et à brides. Ils sont rencontrés au niveau du réseau maillé et ramifié.

VIII.3.5 Les manchons :

On rencontre les manchons surtout au niveau des montages des appareils accessoires (robinet-vannes, au niveau des joints). On distingue des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboitements et bout lisse, à brides et bout lisse, à emboitement et bride.

VIII.4 Les organes de mesure :

Dans notre projet on place ces organes à la sortie et à l'entrée du réservoir ainsi que à l'entrée du réseau pour mesurer les pressions et les débits.

VIII.4.1 Mesure de débit :

- *Débitmètre à organe déprimogènes :*

La mesure du débit se fait à partir d'une différence de pression, où on doit créer un étranglement au niveau de la conduite, ce qui va provoquer une chute de pression. Le fluide s'écoule par un passage plus étroit, la pression en amont du rétrécissement sera plus élevée qu'en aval. Cette baisse de pression va engendrer une augmentation de vitesse d'écoulement. Ainsi, nous pouvons en mesurant une différence de pression (ou pression différentielle) de part et d'autre de l'étranglement, on peut déterminer le débit. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle. Les appareils les plus utilisés au niveau des installations hydrauliques sont : le diaphragme, la tuyère et la venturi.

- *Débitmètre ultrasonique :*

Le débitmètre à ultrason est une nouvelle technologie qui commence à connaître un champ d'application de plus en plus croissant. C'est un émetteur ultrasonique qui émet des ondes sonores il permet de connaitre la vitesse du fluide en mesurant le temps mis par le signal pour parcourir la distance L.

NB : On installe des compteurs à un seul sens à la rentrée et à la sortie du réservoir.

VIII.4.2 Mesure de pression :

- *Manomètres à soufflet :*

C'est un manomètre constitué d'un élément élastique en forme de soufflet qui se déforme dans la direction axiale sous l'effet de la pression, Son avantage est l'éradication du danger de gel et mais il est sensible et fragile aux vibrations et au sur chauffage.

- *Manomètres à aiguilles :*

Les manomètres à aiguille se caractérisent par la transmission de mouvements par un secteur denté, soit par un levier et soit par une membrane à l'aiguille. Ils présentent l'avantage de

facilité d'étalonnage et l'inconvénient d'usure rapide de la denture notamment lorsque le manomètre subit des vibrations.

VIII.5 Un réservoir anti-bélier :

Le réservoir anti-bélier ou le réservoir d'air protège les installations de refoulement aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.

Conclusion

Vu leurs rôles qu'ils doivent jouer, les accessoires sont indispensables dans notre réseau d'alimentation en eau potable et ils permettent de donner une bonne fiabilité du fonctionnement du réseau. Ces accessoires nous permettent également de mieux gérer et entretenir notre réseau. Néanmoins, nous devrons veiller à leurs entretiens pour le bon fonctionnement.

Les accessoires à installer dans notre réseau d'alimentation :

- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir.
- Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites.
- Le clapet anti-retour.
- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites.
- Les appareils de mesure de pression et de débit.
- Les réservoirs anti-bélier à la sortie de la station de pompage.

Chapitre IX : ORGANISATION DU CHANTIER ET MANAGEMENT DE PROJET

IX. Organisation du chantier et Management de projet

Introduction

L'étude relative à l'organisation d'un chantier, quelle que soit son importance est une technique utile et bien précise tendant à assurer l'exécution des travaux dans les meilleurs délais avec le moindre coût. Donc en vue de la bonne organisation d'un travail, on cherche à le rendre plus économique, de bonne qualité et les délais les plus brefs possibles.

IX.1 Etapes de la réalisation d'un réseau d'AEP :

Les étapes des différents travaux sur les chantiers de réalisation d'un réseau d'A.E. P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.

- Excavation des tranchées.

- Pose de conduites.

- Epreuve de joint et de canalisation.

- Déblaiement et remblaiement des tranchées.

- Définir les engins utilisés lors de la réalisation du projet.

- Planification des travaux.

IX.2 Matérialisation de l'axe :

Nous matérialisons l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. Ce travail s'effectue en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

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

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

IX.4 Les engins utilisés :

Pour optimiser les délais de réalisation un bon choix d'engins s'impose.

Tableau IX.1 : les engins utilisés

Nom de l'engin	Rôle de l'engin
Un Dozer équipé en rétro	Enlever les roches et les racines des arbres.
Un camion-citerne	Arroser le remblai avant le compactage.
Un chargeur	Charger les déblais excédentaires dans les camions

Suite Tableau IX.1 : les engins utilisés

Une pelle mécanique	Extraire les déblais, et les charger directement si Une pelle mécanique c'est possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai
Un compacteur à rouleau Lisse	Compacter la couche de sable de 20 cm.
Un camion	Évacuer les déblais.
Appareil de soudure	Assurer l'assemblage des conduites.
Sonde battu	Contrôle le compactage des tranchées.
Une dame sauteuse	Le compactage du remblai au tour de la conduite et avoir un bon support.
Niveleuse	Décaper la terre végétale sur faible épaisseur 30cm et terrassement en terrain léger

IX.5 Décapage de la couche de terre végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs.

Le volume de la couche à décaper est donné par la formule suivant :

$$Vcv = L. b. e$$

Avec :

- V cv : volume de la terre décapée en (m3),
- L : longueur totale des tranchées en (m),
- b : largeur de la couche végétale en (m),
- e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm

IX.6 Excavation des tranchées :

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

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

La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place. L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations. Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (H tr) ;

- La largeur de la tranchée (b) ;

IX.6.1 La profondeur (Htr) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{Htr = D+h+h1}$$

Avec :

Htr : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

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

h1 : épaisseur du lit de pose

On prend : h =0.85 m ; h1 = 0,2 m, Alors :

$$\mathbf{Htr = D + 1m}$$

IX.6.2 Largeur de la tranchée b :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, et on lissera 30cm d'espace de chaque côté de la conduite :

$$\mathbf{b= D+0,6}$$

b : Largeur de la tranchée en (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

IX.7 Déblais d'excavation :

C'est le volume de déblai extrait lors de creusement de tranchée, donc son volume sera :

$$\mathbf{V_{Déblais} = Htr \times b \times L}$$

Avec :

$V_{Déblais}$: Le volume de déblais (m3) .

Htr : la hauteur de la tranchée (m).

b : la largeur de la tranchée (m).

L : la longueur de la tranchée (m).

Tableau IX.2 : Le volume à excaver.

	Tronçons	Diamètres	Longueur	b	H tr	V déblais
		mm	m	m	m	m3
Distribution	c1	250	404,51	0,85	1,25	429,79
	c2	250	180,7	0,85	1,25	191,99
	c3	200	618,6	0,8	1,2	593,86
	c4	125	800	0,725	1,125	652,50
	c5	125	367	0,725	1,125	299,33
	c6	40	383,7	0,64	1,04	255,39
	c7	160	796	0,76	1,16	701,75
	c8	250	545,6	0,85	1,25	579,70
	c9	200	351,4	0,8	1,2	337,34
	c10	75	258,3	0,675	1,075	187,43
	c11	160	557,1	0,76	1,16	491,14
	c12	75	463,4	0,675	1,075	336,25
	c13	160	202,1	0,76	1,16	178,17
	c14	250	494,4	0,85	1,25	525,30
	c15	400	50	1	1,4	70,00
	c16	400	160	1	1,4	224,00
Adduction	C1	110	40	0,71	1,11	31,52
	C2	200	40	0,8	1,2	38,40
	c3	400	40	1	1,4	56,00
	c4	400	40	1	1,4	56,00
	C(forage-RT)	400	1192	1	1,4	1668,80
	C(RT-N5)	500	7138	1,1	1,5	11777,70
	C(N5-R700)	400	2245	1	1,4	3143,00
	C(N5-R300)	125	1422	0,725	1,125	1159,82

D’après ce tableau, le volume total du déblai est de **23 985,20** m3

IX.8 Volume des remblais compacté :

Le volume de remblai égal le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable et le volume d’enrobage calculé comme suit :

$$Vr = V\ déblais - Vs - Ve - Vc$$

Avec :

Vr : Volume des remblais compacté (m3).

V déblais : Volume de déblais (m3).

Vs : volume du lit du sable (m3).

Ve : volume de l’enrobage (m3).

Vc : Volume de la conduite (m3).

IX.8.1 Le volume du lit du sable :

Comme on a dit le lit de sable à une épaisseur de 20 cm le long de la tranchée donc son volume sera :

$$\mathbf{Vs = es \times b \times L}$$

Avec :

Vs : Volume de lit de sable (m3) .

es : épaisseur de sable (m). es = 20 cm

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de tranchée (m).

IX.8.2 Le volume de l'enrobage :

C'est le volume du sable que l'on ajoute au-dessous des canalisations avec une épaisseur de 20 cm le long de la tranchée donc son volume sera :

$$\mathbf{Ve = en \times b \times L}$$

Avec :

Ve: Volume d'enrobage (m3) .

es : épaisseur de l'enrobage (m).

b : largeur de la tranchée (m).

L : longueur de tranchée (m).

IX.8.3 Volume de la conduite :

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu déposer la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.il est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{Vc} = \frac{\mathbf{L \times \pi \times D2}}{\mathbf{4}}$$

Avec :

Vc : Volume de la conduite (m3).

L : longueur de tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IX.3 : Le volume du remblai.

	Tronçons	Diamètres	Longueur	V déblais	Vs	Vc	Vn	V remblais
		mm	m	m3	m3	m3	m3	m3
Distribution	c1	250	404,51	429,79	68,77	19,85	68,77	272,41
	c2	250	180,70	191,99	30,72	8,87	30,72	121,69
	c3	200	618,60	593,86	98,98	19,42	98,98	376,48
	c4	125	800,00	652,50	116,00	9,81	116,00	410,69
	c5	125	367,00	299,33	53,22	4,50	53,22	188,40
	c6	40	383,70	255,39	49,11	0,48	49,11	156,68
	c7	160	796,00	701,75	120,99	16,00	120,99	443,77
	c8	250	545,60	579,70	92,75	26,77	92,75	367,43
	c9	200	351,40	337,34	56,22	11,03	56,22	213,86
	c10	75	258,30	187,43	34,87	1,14	34,87	116,55
	c11	160	557,10	491,14	84,68	11,20	84,68	310,59
	c12	75	463,40	336,25	62,56	2,05	62,56	209,09
	c13	160	202,10	178,17	30,72	4,06	30,72	112,67
	c14	250	494,40	525,30	84,05	24,26	84,05	332,95
	c15	400	50,00	70,00	10,00	6,28	10,00	43,72
	c16	400	160,00	224,00	32,00	20,10	32,00	139,90
Adduction	C1	110	40,00	31,52	5,68	0,38	5,68	19,78
	C2	200	40,00	38,40	6,40	1,26	6,40	24,34
	C3	400	40,00	56,00	8,00	5,02	8,00	34,98
	C4	400	40,00	56,00	8,00	5,02	8,00	34,98
	C(forage-RT)	400	1192,00	1668,80	238,40	149,72	238,40	1042,28
	C (RT-N5)	500	7138,00	11777,70	1570,36	1400,83	1570,36	7236,15
	C (N5-R700)	400	2245,00	3143,00	449,00	281,97	449,00	1963,03
	C (N5-R300)	125	1422,00	1159,82	206,19	17,44	206,19	730,00

D'après ce tableau, le volume total du remblai est de **14902,42 m3**.

IX.9 Calcul des volumes de travaux de château d'eau :

Tableau IX.4 : Caractéristiques du château d'eau de volume 700 m3.

V (m3)	Cr (m)	D (m)	H cuve (m)	Hr (m)
700	930	13	5.5	19.5

- **Le volume de la dalle de cuve :**

$$V_{dl} = \pi \times \frac{(D + 0.25x2)^2}{4} x0.15$$

$$\boldsymbol{V_{dl} = 21.47\ m3}$$

- **Le volume du Voile** :

$$V_v = \pi \times \frac{(D + 0.15x2)^2 - D^2}{4} x5.5$$

$$\boldsymbol{V_v = 34.08\ m3}$$

- **Le volume de la base de cuve** :

$$V_b = \left[\pi \times \frac{(D+0.25x2)^2}{4} x0.2\right] - \left[\frac{\pi}{4}[(D + 0.25 \times 2)^2 - (D - 0.15 \times 2)^2] \times 0.1 \times \frac{2}{2}\right]$$

$$\boldsymbol{V_b = 26.98\ m3}$$

- **Le volume de noyau central** :

$$V_n = \pi \times [{r_2}^2 - {r_1}^2] \times 5.5$$

$$\boldsymbol{V_n = 8.16\ m3}$$

- **Le volume de voile du fut de château d'eau la partie inférieure** :

La cote de radier de château : Cr = 930.05 m

La cote de terrain : Ct = 910.8 m

h = Cr- Ct = 19.25

On ajoute 1.5m de profondeur pour avoir le bon sol

h= 19.2 +1.5 $\Longrightarrow$ h=20.7 m

Avec : e=0.15m ; D' = 12,7 m

$$V_{vf} = \frac{\pi}{4} \times [D'^2 - (D' - 0.15 \times 2)^2] \times h$$

$$\boldsymbol{V_{vf} = 122,42\ m3}$$

- **Le volume de radier** :

$$V_r = \frac{\pi}{4} \times [(\emptyset' + 2 \times e_r)^2] \times e_r$$

$e_r = 0.4$m
$\emptyset' = 12.7\ m$

$$\boldsymbol{V_r = 57,26\ m3}$$

- **Le volume de Béton de propreté :**

$$V_P = \frac{\pi}{4} \times [(D' + 2 \times e_r)^2] \times e_P$$

ep = 0.15 m

$$\boldsymbol{V_P = 21,47\ m3}$$

- **Le volume de déblai** :

On laissait 10cm d'espace dans les deux coté pour le coffrage de béton

$h_d = e_r + e_P + 1.5$ Alors : $\boldsymbol{h_d = 2.05\ m}$

$V_d = \frac{\pi}{4} \times [\ (D' + 2 \times e_r + 0.1\text{x}2\ )^2] \times h_d$

Alors : $\boldsymbol{V_d = 302,19\ m3}$

- **Le volume de remblaie** :

$v_R = V_d - V_P - V_r - V_f \Longrightarrow \boldsymbol{v_R = 223.354\ m3}$

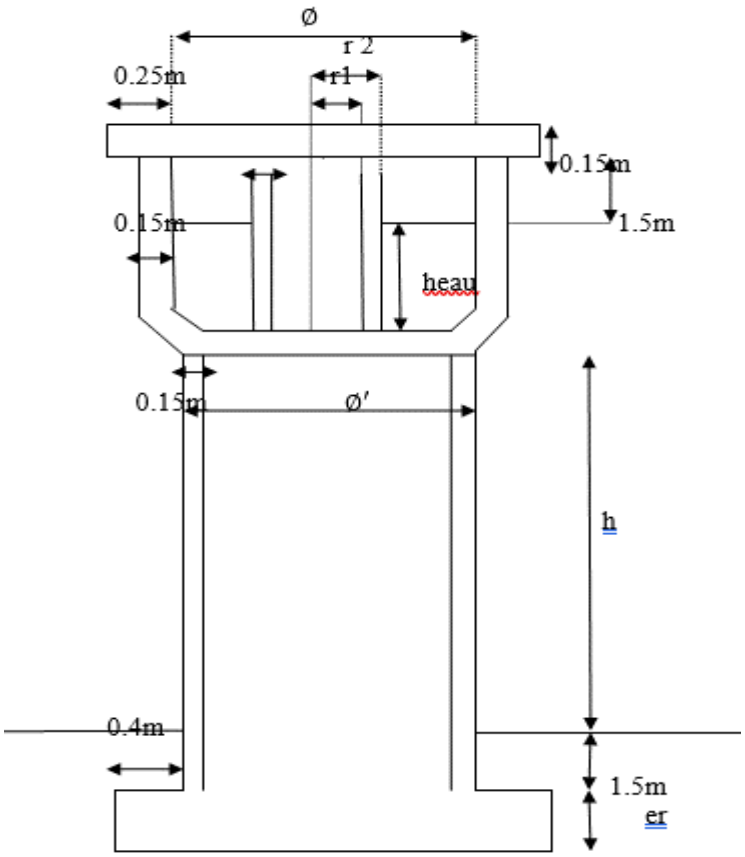


Figure IX.1 : Dimensionnement le château d'eau de 700 m3

IX.10 Calcul des volumes de travaux de Réservoir tampon :

Notre système d'adduction qui est mixe nécessite la projection d'un réservoir tampon à projeter de capacité 600 m3 avec un diamètre intérieur de 11.5 et une hauteur de 6.5m
Il est recommandé de prendre :

- Le diamètre d'excavation doit être supérieur à celui du réservoir de 2 m
- L'épaisseur du lit de tout-venant est de : 0,3 m.
- L'épaisseur du béton de propreté est de : 0,15 m.
- La ceinture supérieure est de section carrée 0,5*0,5 $m2$

- L’épaisseur de la coupole est de 0,1 m.
- L’acrotère à 0,5 m de hauteur

IX.10.1 Calcul de volume des déblais :

Le volume total des déblais est estimé par la relation suivante :

$$\text{Vdéblai} = \frac{\pi * Dexc^2}{4} * \text{hexc}$$

$Vdéblai$: Volume total des déblais ($m3$).

$Dexc$: Diamètre d’excavation, Dexc = Dext + 2 (m).

$Dext$: Diamètre extérieur du réservoir (m), $Dext = Dint + (2 * 0{,}5)$.

$hexc$: Profondeur d’excavation (m), $hexc$= 2 m.

Tableau IX.5: Calcul le volumes de déblai pour le réservoir tampon

D int (m)	Dext (m)	Dexc (m)	Hexc (m)	V déblai (m3)
11.5	12.5	14.5	2	330.26

IX.10.2 Calcul de volume de tout-venant :

Le volume du tout-venant est donné par la formule suivante :

$$\text{Vdéblai} = \frac{\pi * Dexc^2}{4} * \text{etv}$$

Vtv: Volume du tout-venant en ($m3$).

etv : Epaisseur de la couche du tout-venant en m.

On prend une épaisseur de 0.3 m.

Tableau IX.6: Calcul du volume tout-venant pour le réservoir tampon.

D int (m)	D ext (m)	D exc (m)	etv (m)	V tv (m3)
11.5	12.5	14.5	0.3	49.54

IX.10.3 Calcul de volume de béton de propreté :

La pose du béton de propreté sera étendue de 0.5 m des parois extérieures du réservoir.

Le volume du béton de propreté est calculé par la formule suivante :

$$\text{V bp} = \frac{\pi * Dbp^2}{4} * \text{e bp}$$

V bp: Volume du béton de propreté en (m3).

D bp: Diamètre de la couche du béton de propreté en m. Donc, D bp=D ext + 1.

e bp: Epaisseur de la couche du béton de propreté en m. on prend une épaisseur de 0.15 m.

Tableau IX.7: Calcul du volume du béton de propreté pour le réservoir tampon.

D int (m)	D ext (m)	D bp (m)	etv (m)	V bp (m3)
11.5	12.5	13.5	0.15	21.47

IX.10.4 Calcul de volume de béton armé :

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

- Radier.
- Voiles.
- Ceintures supérieures.
- Coupole.
- Maçonnerie des chicanes des réservoirs.

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

$$\text{V ba} = \pi * \frac{D\,ext^2 - D\,int^2}{4} * \text{H}$$

D ext : Diamètre extérieur de l'élément du réservoir en m.

D int: Diamètre intérieur de l'élément du réservoir en m.

H : Hauteur de l'élément du réservoir en m.

Tableau IX.8: Calcul du volume du béton armé pour le réservoir tampon.

Eléments	D int (m)	D ext (m)	H (m)	V ba (m3)
Radier	-	12.5	0.5	61.36
Voile	11.5	12	4	36.91
Ceinture supérieure	11.5	12	0.5	4.61
Acrotère	11.5	12	0.5	4.61
Totale				107.49

- **Coupole**

La coupole est une calotte sphérique de rayon :

$$\text{R} = \pi * \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2 * f}$$

Avec : R : Rayon de la coupole (m).

D : Diamètre du réservoir (m).

f : Flèche de la coupole (m).

le volume du béton armé de la coupole : $Vc = 2 * \pi * R * f * ec$

Vc : Volume du béton armé de la coupole (m3).

ec : Epaisseur de la coupole (m).

Tableau IX.9: Calcul du volume du béton armé pour la coupole du réservoir tampon.

D int (m)	R	V c (m3)
11.5	10.63	17.32

IX.10.5 Calcul de volume de remblai compacté

Le volume du remblai est par la formule suivante :

$$\text{V remblai} = \pi * \frac{D\ exc^2 - D\ ext^2}{4} * \text{h}$$

V remblai : Volume du remblai compacté en (m3).

D ext : Diamètre extérieur du réservoir en m.

h : Profondeur d'excavation en m.

Tableau IX.10 : Calcul du volume du remblai compacté du réservoir tampon.

D int (m)	D ext (m)	D exc (m)	h (m)	V remblai (m3)
11.5	12.5	14.5	2	84.82

IX.11 Evaluation du projet :

Cette évaluation consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant, et enfin, on trouve le coût total du projet.

IX.11.1 Devis estimatif d'établissement du projet :

Le tableau suivant montre le devis estimatif de l'établissement du système d'alimentation en eau potable de notre chef-lieu :

Tableau IX.11 : Devis estimatif de l'établissement des conduites et les ouvrages.

N°	DESIGNATION TRAVAUX	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant Estimatif
1	**Terrassement**				
	Décapage	m3	1758,83	250	439708,025
	Déblai	m3	23985,2	500	11992600,68
	Pose de lit de sable	m3	3517,66	1500	5276490
	Remblai	m3	16372,6	400	6549053,108
	Evacuation des déblais excédentaires	m3	1758,83	350	615591,235
2	**Diamètres des Conduites d'adduction et distribution**				
PN 10	40	ml	383,7	80,6	30926,22
	75	ml	721,7	273	197024,1
	125	ml	1167	706,61	824613,87
	160	ml	1555,2	1157,7	1800455,04
	200	ml	970	1807,44	1753216,8
	250	ml	1311,51	2812,65	3688818,602
	400	ml	210	7215,74	1515305,4

Suite Tableau IX.11 : Devis estimatif de l'établissement des conduites et les ouvrages.

PN16	110	ml	40	806,06	32242,4
	125	ml	1422	1045,76	1487070,72
	200	ml	40	2666,79	106671,6
	400	ml	3517	10658,75	37486823,75
	500	ml	7138	16654,31	118878464,8

Tableau IX.12 : devis estimatif et quantitatif du château d'eau.

	Désignation des travaux	Unité	Quantité (m3)	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)	Somme (DA)
Château d'eau 700 m3	Déblai	m3	302.19	500	151 095	12 757 529.8
	Remblai	m3	223.354	1200	268 024.8	
	Béton de propreté	m3	21.47	8000	171760	
	Béton armé	m3	270.37	45000	12166650	
Réservoir tampon	Déblai	m3	330.26	500	165 130	6 055 124
	Remblai	m3	84.82	1200	101 784	
	Béton de propreté	m3	21.47	8000	171 760	
	Béton armé	m3	124.81	45000	5 616450	
Totale						**18 812 653.8**

IX.11.2 Devis global :

Le tableau ci-dessous montre le devis estimatif global :

Tableau IX.13 : Devis estimatif global.

Nature de charges	Charges en DA
Terrassement	24873443,05
Conduites	167801633,3
Château d'eau + réservoir tampon	18 812 653.8
Totale HT	192 675 076,4
TVA 17 %	32 754 763
Totale TTC	**225 429 839**

IX.12 Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier, il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui va désigner la meilleure façon d'utiliser la main d'œuvre et les autres moyens. Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- La méthode du réseau (CPM) : La méthode du réseau est une méthode ou les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps.
- La méthode graphique.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Avec la définition des tâches et leurs durées ;
- Aussi économique que possible.

IX.12.1 Définitions des tâches et leurs durées :

❖ **Château d'eau et réservoir tampon :**

Les taches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau IX.14: Les taches de réalisation de château d'eau et réservoir tampon

NOTATION	OPERATION	DUREE (jours)
A	Installation du chantier	20
B	Excavation	10
C	Pose de béton de propreté	3
D	Constriction du radier	30
E	Constriction du voile (fut)	50
F	Constriction des parois (cuve)	30
G	Constriction du la ceinture supérieure	15
H	Constriction de la coupole supérieure / la dalle	20
I	Pose de l'étanchéité	5
J	Emplacement d'échelle et passerelles	5
K	Equipements hydromécaniques	5
L	Travaux de finitions	5

❖ **Réseau d'adduction et distribution :**

Les tâches de réalisation de réseau de d'adduction et distribution, et leurs durées sont mentionnées dans le tableau :

Tableau IX.15: temps de réalisation des opérations de réseau de distribution et adduction.

Notation	Opération	Durée (j)
A	Décapage de la couche de goudron	20
B	Exécution des tranchées du réseau et des fouilles pour les regards	40
C	Pose du lit de sable	30
D	Pose des conduites	50
E	Montage et raccordement des conduites	40
F	Remblayage des tranchées	30
G	Nivellement et compactage	20

IX.12.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

Les opérations qui précèdent et qui succèdent pour chaque opération de réalisation sont dans les tableaux suivantes :

Tableau IX.16 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.

Opérations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	H
H	G	I , J
I	H	K
J	H	K
K	I , J	L
L	K	/

Tableau IX.17 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.

Opérations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D , E
D	C	E
E	C	E
F	E	G
G	F	H
H	G	/

Détermination du chemin critique : Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation

DCP : date de commencement au plus tôt

DCPP : date de commencement au plus tard DCPP = DFPP – TR

DFP : date de finition au plus tôt DFP = DCP + TR

DFPP : date de finition au plus tard

MT : marge totale

Chemin critique : C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP) reliant les opérations possédant la marge totale nulle.

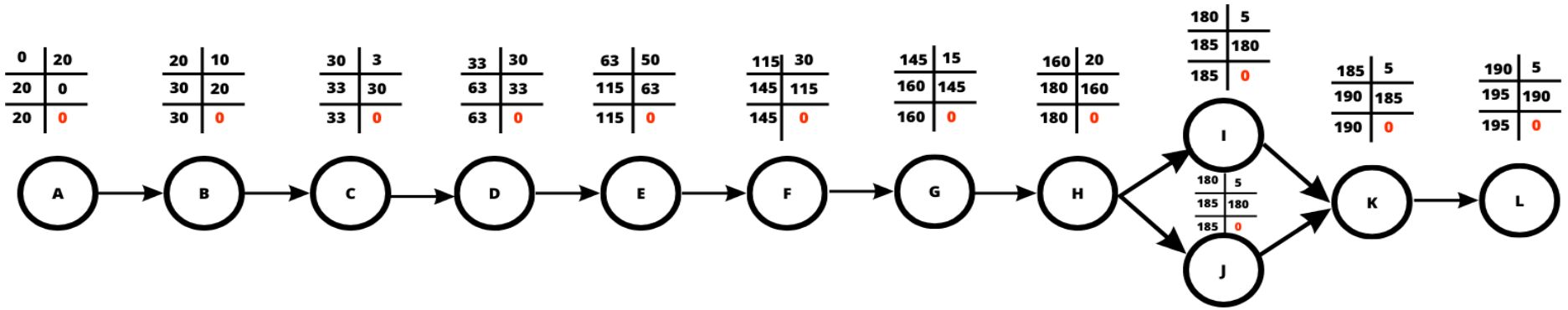


Figure IX .2 : Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation des deux réservoirs surélevés et tampon.

Chemin critique : A-B-C-D-E-F-G-H-I-J-K-L. C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP).DTP (la durée totale de pose de canalisation du projet) = **195 jours.**

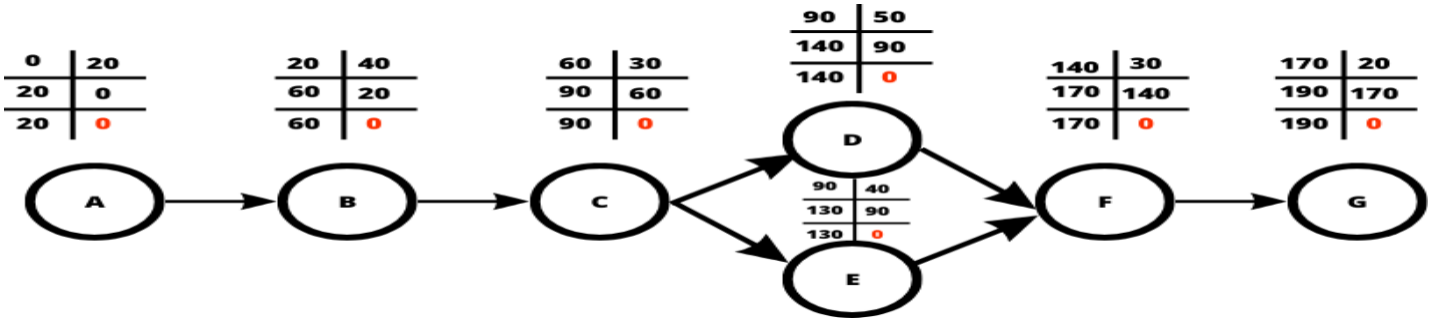


Figure IX .3: Réseaux à nœuds et calcul du temps de réalisation du réseau d'adduction et distribution.

Chemin critique : A-B-C-D-F-G C’est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP).

DTP (la durée totale de pose de canalisation du projet) = **190 jours.**

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons estimé les volumes des travaux, pour établir une estimation du coût total du projet qui a été estimé à environ **225 429 839 DA**. Et nous avons établi une planification des travaux d’où la durée de réalisation de pose de canalisation est estimée à une année et 385 jours.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

L’étude de diagnostic qu’on a mené nous a permis de présenter le système d’alimentation en eau potable existant de chef-lieu de la commune Ksar El Abtal et d’analyser son fonctionnement actuel et son comportement à long terme (horizon 2053) tout en prenant en considération l’accroissement de la population et l’augmentation de ses besoins en eau.

Notre diagnostic s’est essentiellement basé sur les résultats des simulations qui nous ont permis d’identifier les problèmes existant au niveau du réseau de distribution, l’adduction et les ouvrages de stockage et l'insuffisances des sources. Ces derniers causent des dysfonctionnements induisant des perturbations dans la distribution actuelle, et l’incapacité à assurer l’alimentation en eau potable à l’horizon 2053.

Pour remédier à ces problèmes on a proposé :

-La projection d’un nouveau réseau de distribution de type maillé qui a été réalisée de telle manière à équilibrer les deux paramètres vitesse et pression pour que le réseau réponde aux exigences de l’agglomération à l'horizon 2053.

- La projection des nouveaux forages pour combler le déficit en eau, ainsi que les pompes.

- Le redimensionnement du réseau d’adduction qui pourrai transporter le débit vers les châteaux d’eau.

- La nécessité d’une protection contre le phénomène de transitoire au niveau du tronçon entre les forages et le réservoir tampon par l’installation d’un réservoir d’air d’une capacité 700 litres a été le moyen adopté contre ce phénomène qui peut surgir sous forme de surpression et dépression ;

-Projection d’un nouveau château d’eau de volume 700 m3.

Cette étude nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons

Acquises durant notre formation. Espérant que, ce travail puisse servir de guide pour les promotions à venir.

Bibliographie

Bibliographie

DUPONT, A, (1979). Hydraulique urbaine, Tome 2 : ouvrage de transport -élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles paris, France.

BONIN, J, (1982). Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine, Editions Eyrolles Paris, France.

OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU '' La gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable : enjeux et recommandations'' Janvier 2005.

Lewis A. Rossman, (2003). Manuel d'utilisation de logiciel EPANET (version française).

Catalogue des conduites en PEHD PIPE SETIF.

Eléments de construction à l'usage de l'ingénieur Dunod F. BERNARD - A.L. TOURANCHEAU - L. VIVIER Tome VI (Organes pour fluide) 4è édition (1969).

BOUTOUREA, S, (2020). Réhabilitation du système d'alimentation en eau potable de la ville de BOUGARA (W. BLIDA).

RASSOUL, Y, (2020). Alimentation en eau potable du secteur Oussama (W. BEJAIA).

YAICI, R, (2020). Conception du réseau d'APE de la région de Bounejdamen, commune d'El-Kseur (W. BEJAIA).

Ait Slimane, Djamila (2018). Calcul du coup de bélier dans les conduites enterrées [Thèse de master, ENSH].

SAOUDI, Sara (2022). Dimensionnement du réseau d'AEP de la cité BEN YOUB,

BARAKI (W. Alger).

ANNEXE

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.

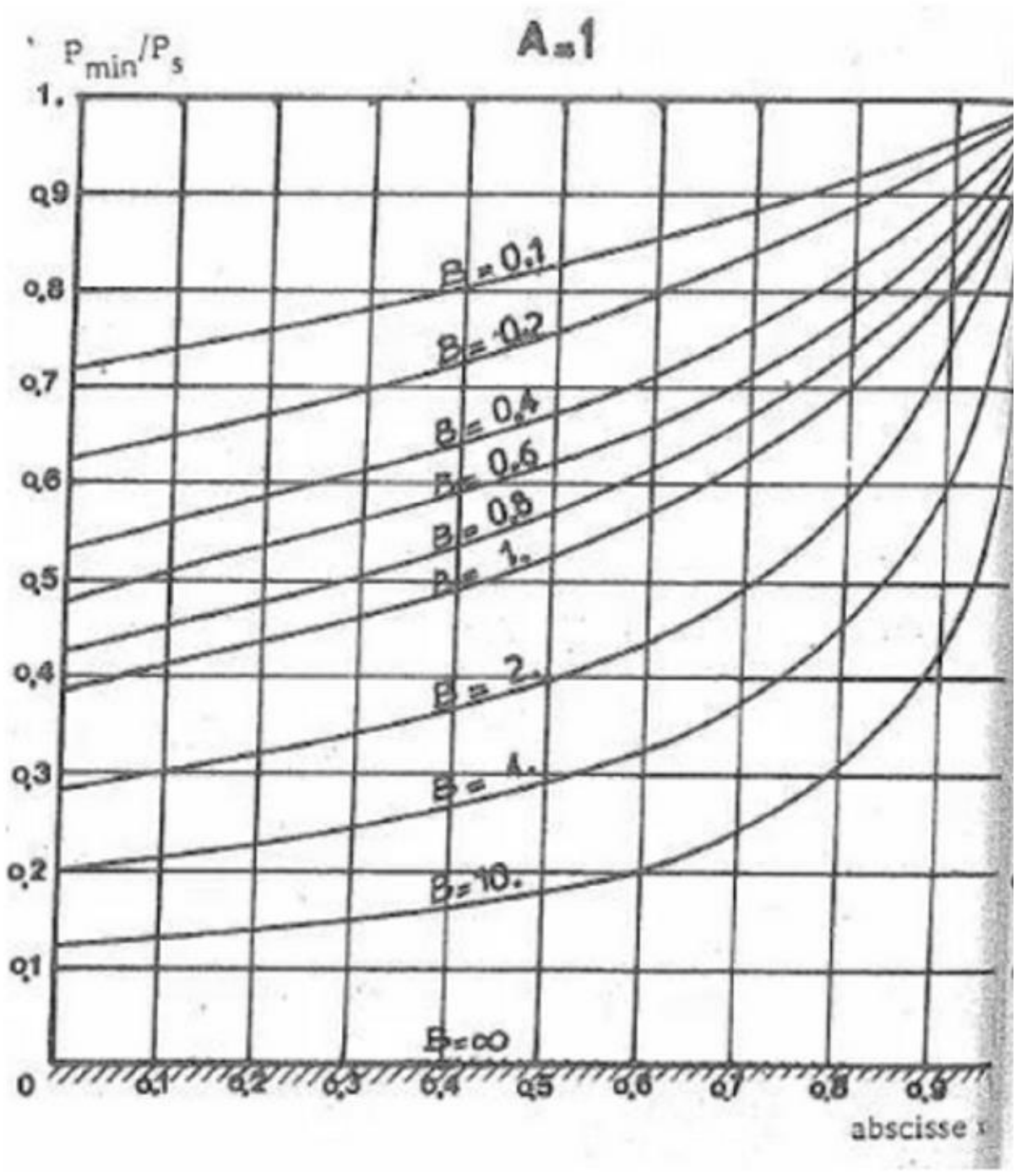
Population (hab.) 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.63	0.7	0.1

ANNEXE N°3 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

HEURES	Nombre d'habitants				
	Moins de10000	**De10001à 50000**	**De 50001 à 100000**	**Plus de100000**	**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

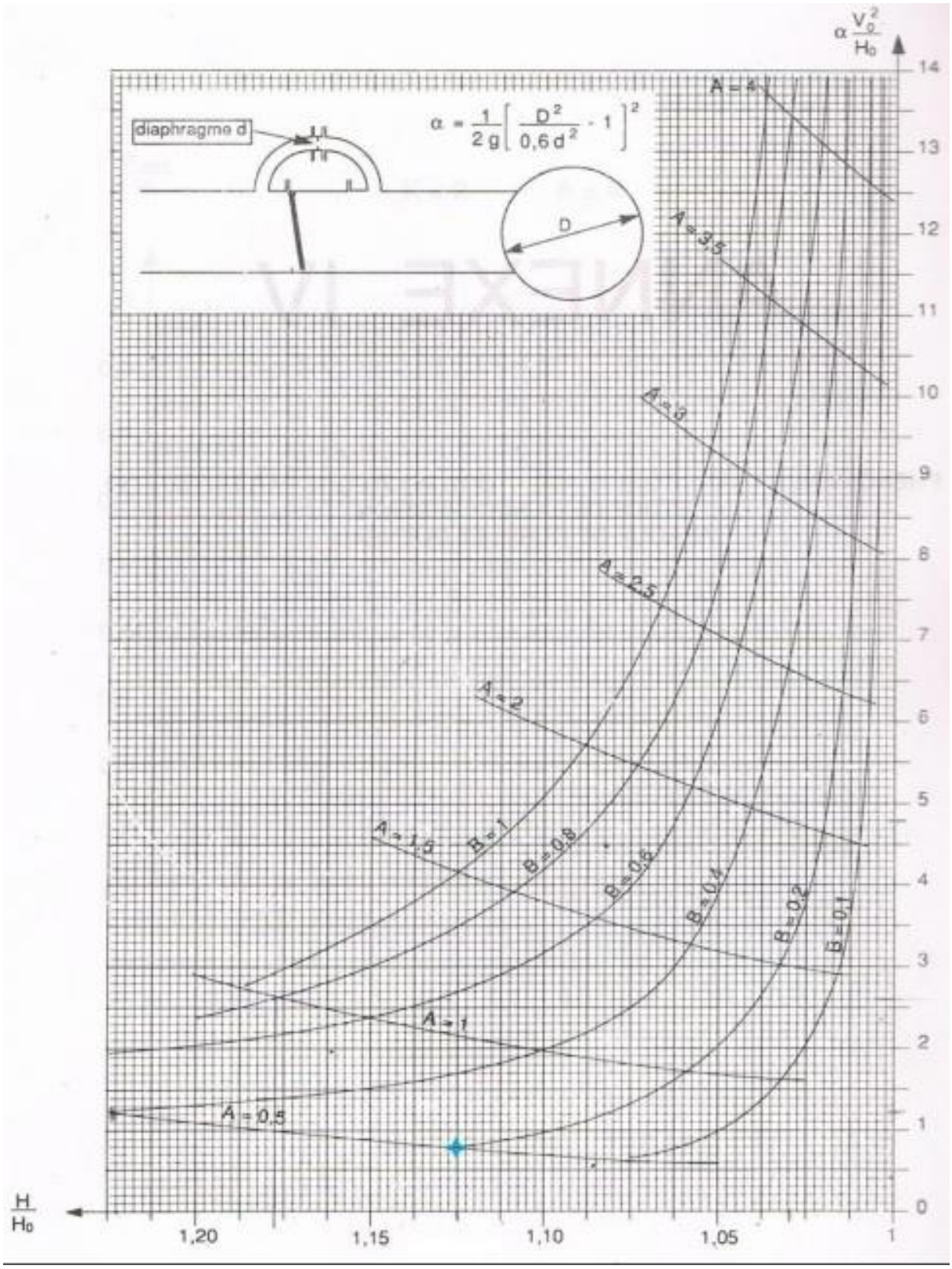
Source : polycopie d'AEP de Mr. SALAH.B

ANNEXE N°4 : Abaque de peuh et meunier pour la protection contre la dépression.



Extrait de : étude du fonctionnement et du dimensionnement des ballons d'air anti-bélier Par Christian PUECH et Maurice MEUNIER.

ANNEXE N°5 : Abaque de Dubin et Guéneau



ANNEXE N°6 : Prix des conduites PEHD 2023.

EURL SÉTIF PIPE

TRANSFORMATION PLASTIQUE

LISTE DES PRIX PEHD

DN	PN 10 HT	PN 10 TTC	PN 16 HT	PN 16 TTC
20	28,60	34,03	39,00	46,41
25	39,00	46,41	54,60	64,97
32	57,20	68,07	84,50	100,56
40	80,60	95,91	110,50	131,50
50	118,30	140,78	172,12	204,82
63	192,40	228,96	273,00	324,87
75	273,00	324,87	380,38	452,65
90	379,60	451,72	554,06	659,33
110	553,86	659,09	806,06	959,21
125	706,61	840,86	1 045,76	1 244,45
160	1 157,70	1 377,66	1 710,80	2 035,85
200	1 807,44	2 150,85	2 666,79	3 173,48
250	2 812,65	3 347,05	4 151,40	4 940,17
315	4 485,20	5 337,38	6 613,68	7 870,28
400	7 215,74	8 586,72	10 658,75	12 683,91
500	11 295,74	13 441,92	16 654,31	19 818,62
630	17 922,93	21 328,29	26 435,09	31 457,75
710	22 695,00	27 007,05	33 405,00	39 751,95

ANNEXE N°7 : Fiche technique de la pompe.

caprari
Modena - Italy

COMPANY WITH QUALITY SYSTEM CERTIFIED BY DNV ISO 9001

E10R40/5I + MC860

Caractéristiques requises

Débit	25 l/s
Hauteur de refoulement	130 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	25 l/s
Hauteur de refoulement	130 m
Puissance absorbée	42,2 kW
Rendement	75,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	177 m
Orif. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	45 kW
Courant nominal	88,5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

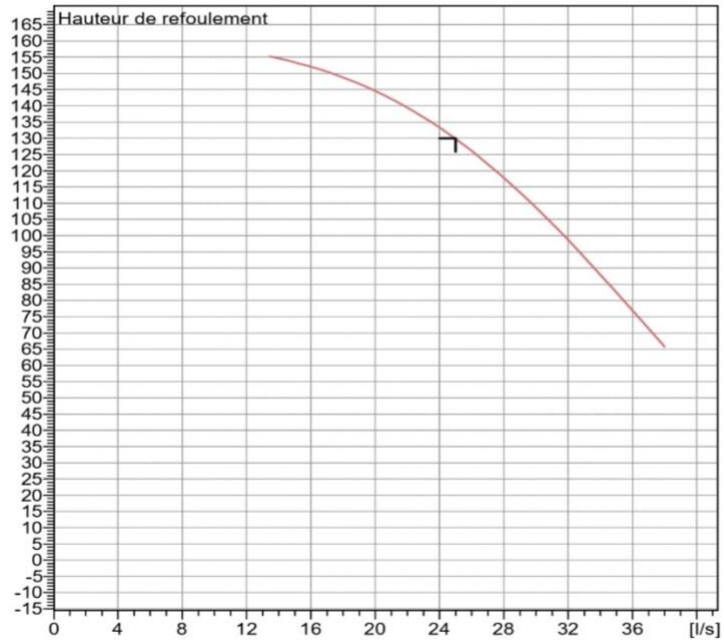
Démarrages / h max.	8
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	998 kg/m³
Viscosité maxi.	1 mm²/s

Caractéristiques générales

Poids	284 kg

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	.
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Chemise d'arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	.
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

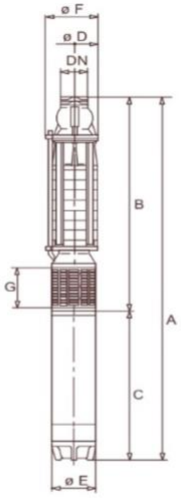


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2250
B = 1023
C = 1227
D = 226
DN = G4"
E = 191
F = 244
G = 160



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pos.N°
20.09.2023	**1**		

PumpTutor Version 2.0 - 05.05.2008 (Build 464)

ANNEXE N°8 :Tableau III. 6 : Débits aux nœuds du réseau (cas de pointe)

ID nœud	tronçons	longueur (m)	Qsp (l/m/s)	Qtron (l/s)	Qn (l/s)
N1	p1	75	0,003	0,26	0,2
	p3	70	0,003	0,24	
N2	p25	96	0,003	0,33	0,3
	p32	43	0,003	0,15	
	p262	32	0,003	0,11	
N3	p1	75	0,003	0,26	0,3
	p2	91	0,003	0,31	
	p262	32	0,003	0,11	
N4	p2	91	0,003	0,31	0,2
N5	p3	70	0,003	0,24	0,4
	p4	162	0,003	0,55	
	p22	29	0,003	0,1	
N6	p4	162	0,003	0,55	0,7
	p6	83	0,003	0,28	
	p255	151	0,003	0,52	
N7	p254	144	0,003	0,49	0,6
	p255	151	0,003	0,52	
	p257	46	0,003	0,16	
N8	p6	83	0,003	0,28	0,3
	p7	35	0,003	0,12	
	p11	32	0,003	0,11	
N9	p7	35	0,003	0,12	0,2
	p8	50	0,003	0,17	
	p10	22	0,003	0,08	
N10	p8	50	0,003	0,17	0,2
	p9	39	0,003	0,13	
	p18	53	0,003	0,18	
N11	p9	39	0,003	0,13	0,1
N12	p10	22	0,003	0,08	0.08
N13	p11	32	0,003	0,11	0,2
	p12	48	0,003	0,16	
	p13	20	0,003	0,07	
N14	p12	48	0,003	0,16	0,1
N15	p13	20	0,003	0,07	0,3
	p14	76	0,003	0,26	
	p15	59	0,003	0,2	
N16	p14	76	0,003	0,26	0,1
N17	p15	59	0,003	0,2	0,2
	p17	37	0,003	0,13	

ID nœud	tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Qtron (l/s)	Qn (l/s)
N119	P109	31	0,003	0,11	0,05
N120	p110	65	0,003	0,22	0,11
N121	p111	65	0,003	0,22	0,11
N122	P112	65	0,003	0,22	0,11
N123	P233	46	0,003	0,16	0,44
	P234	59	0,003	0,2	
	P236	156	0,003	0,53	
N124	p113	110	0,003	0,38	0,19
N125	p114	161	0,003	0,55	0,27
N126	p115	151	0,003	0,52	0,68
	p116	136	0,003	0,46	
	p138	111	0,003	0,38	
n127	p232	286	0,003	0,97	0,49
N128	p116	136	0,003	0,46	0,48
	p117	71	0,003	0,24	
	p118	74	0,003	0,25	
N129	p117	71	0,003	0,24	0,21
	p134	7,3	0,003	0,03	
	p135	44	0,003	0,15	
N130	p118	74	0,003	0,25	0,24
	p119	27	0,003	0,09	
	p137	38	0,003	0,13	
N131	p119	27	0,003	0,09	0,34
	p120	38	0,003	0,13	
	p121	137	0,003	0,47	
N132	p120	137	0,003	0,47	0,23
N133	p121	137	0,003	0,47	0,46
	p122	94	0,003	0,32	
	p123	39	0,003	0,13	
N134	p122	94	0,003	0,32	0,16
N135	p123	39	0,003	0,13	0,3
	p124	40	0,003	0,14	
	p125	7,2	0,003	0,03	
	p126	92	0,003	0,31	
N136	p124	40	0,003	0,14	0,07
N137	p125	7,2	0,003	0,03	0,22
	p127	45	0,003	0,15	
	p128	78	0,003	0,27	
N138	p126	92	0,003	0,31	0,16

N18	p16	18	0,003	0,06	0.06
N19	p17	37	0,003	0,13	0,1
N20	p18	53	0,003	0,18	0,4
	p19	92	0,003	0,31	
	p20	101	0,003	0,34	
N21	p19	92	0,003	0,31	0,2
N22	p20	101	0,003	0,34	0,6
	p21	148	0,003	0,51	
	p23	79	0,003	0,27	
N23	p21	148	0,003	0,51	0,4
	p22	29	0,003	0,1	
	p24	43	0,003	0,15	
N24	p23	79	0,003	0,27	0,1
N25	p24	43	0,003	0,15	0,1
N26	p25	96	0,003	0,33	0,5
	p26	164	0,003	0,56	
	p29	26	0,003	0,09	
N27	p26	164	0,003	0,56	0,6
	p27	93	0,003	0,32	
	p28	74	0,003	0,25	
N28	p27	93	0,003	0,32	0,2
N29	p28	74	0,003	0,25	0,1
N30	p29	26	0,003	0,09	0,3
	p30	86	0,003	0,29	
	p31	44	0,003	0,15	
N31	p30	86	0,003	0,29	0,2
N32	p31	44	0,003	0,15	0,1
N33	p32	43	0,003	0,15	0.3
	p33	40	0,003	0,14	
	p38	3	0,003	0,01	
N35	p263	2	0,003	0,01	0.01
N36	p33	40	0,003	0,14	0,2
	p34	18	0,003	0,06	
	p35	75	0,003	0,26	
N37	p35	75	0,003	0,26	0,1
N38	p34	18	0,003	0,06	0,1
	p36	18	0,003	0,06	
	p263	2	0,003	0,01	
N39	p36	18	0,003	0,06	0.06
N40	p37	99	0,003	0,34	0,3
	p38	3	0,003	0,01	

N139	p127	45	0,003	0,15	0,08
N140	p128	78	0,003	0,27	0,28
	p129	9	0,003	0,03	
	p131	75	0,003	0,26	
N141	p129	9	0,003	0,03	0,14
	p130	74	0,003	0,25	
N142	P130	74	0,003	0,25	0,13
N143	p131	75	0,003	0,26	0,44
	p132	86	0,003	0,29	
	p133	94	0,003	0,32	
N144	p132	86	0,003	0,29	0,15
N145	p133	94	0,003	0,32	0,16
N146	p134	7,3	0,003	0,03	0,12
	p136	66	0,003	0,23	
N147	p135	44	0,003	0,15	0,07
N148	p136	66	0,003	0,23	0,11
N149	p137	38	0,003	0,13	0,06
N150	p138	111	0,003	0,38	0,39
	p139	65	0,003	0,22	
	p242	54	0,003	0,18	
N151	p139	65	0,003	0,22	0,11
N152	p140	64	0,003	0,22	0,27
	p142	38	0,003	0,13	
	p242	54	0,003	0,18	
N153	p140	64	0,003	0,22	0,24
	p141	41	0,003	0,14	
	p145	37	0,003	0,13	
N154	p141	41	0,003	0,14	0,11
	p159	22	0,003	0,07	
N155	p142	38	0,003	0,13	0,22
	p143	29	0,003	0,1	
	p144	63	0,003	0,22	
N156	p143	29	0,003	0,1	0,05
N157	p144	63	0,003	0,22	0,22
	p145	37	0,003	0,13	
	p146	29	0,003	0,1	
N158	p146	29	0,003	0,1	0,05
N159	p147	6,2	0,003	0,02	0,38
	p244	75	0,003	0,26	
	p245	141	0,003	0,48	
N160	p147	6,2	0,003	0,02	0,2

	p264	95	0,003	0,32	
N41	p37	99	0,003	0,34	0,2
N42	p39	75	0,003	0,26	0,3
	p40	19	0,003	0,07	
	p264	95	0,003	0,32	
N43	p39	75	0,003	0,26	0,1
N44	p40	19	0,003	0,07	0,8
	p41	392	0,003	1,34	
	p42	79	0,003	0,27	
N45	p41	392	0,003	1,34	0,7
N46	p42	79	0,003	0,27	0,4
	p43	54	0,003	0,18	
	p45	103	0,003	0,35	
N47	p269	38	0,003	0,13	0,1
N48	p43	92	0,003	0,31	0,3
	p44	64	0,003	0,22	
	p269	38	0,003	0,13	
N49	p44	64	0,003	0,22	0,1
N50	P45	103	0,003	0,35	0,3
	P46	67	0,003	0,23	
	P47	29	0,003	0,1	
N51	P46	67	0,003	0,23	0,2
	P48	56	0,003	0,19	
	P49	2,9	0,003	0,01	
N52	P47	29	0,003	0,1	0,1
	P59	9,4	0,003	0,03	
	p265	21	0,003	0,07	
N53	P49	2,9	0,003	0,01	0,4
	P50	47	0,003	0,16	
	P51	162	0,003	0,55	
N54	P50	47	0,003	0,16	0,1
N55	P51	162	0,003	0,55	0,7
	P52	44	0,003	0,15	
	P57	191	0,003	0,65	
N56	P52	44	0,003	0,15	0,3
	P53	73	0,003	0,25	
	P54	78	0,003	0,27	
N57	P53	73	0,003	0,25	0,1
	P55	17	0,003	0,06	
	P56	75	0,003	0,26	
N59	P55	17	0,003	0,06	0

	p148	61	0,003	0,21	
	p150	52	0,003	0,18	
N161	p148	61	0,003	0,21	0,22
	p149	16	0,003	0,06	
	p152	52	0,003	0,18	
N162	p149	16	0,003	0,06	0,03
N163	p150	52	0,003	0,18	0,27
	p151	61	0,003	0,21	
	p153	48	0,003	0,16	
N164	p151	61	0,003	0,21	0,25
	p152	52	0,003	0,18	
	p158	34	0,003	0,12	
N165	p153	48	0,003	0,16	0,84
	p154	140	0,003	0,48	
	p155	303	0,003	1,04	
N166	p154	140	0,003	0,48	0,24
N167	p155	303	0,003	1,04	0,59
	p156	19	0,003	0,07	
	p159	22	0,003	0,07	
N168	p156	19	0,003	0,07	0,1
	p157	37	0,003	0,13	
	p270	164	0,003	0,56	
N169	p158	34	0,003	0,12	0,06
N170	p160	450	0,003	1,54	1,77
	p161	413	0,003	1,41	
	p247	41	0,003	0,14	
	p248	134	0,003	0,46	
N171	p161	413	0,003	1,41	1,01
	p162	44	0,003	0,15	
	p163	135	0,003	0,46	
N172	p162	44	0,003	0,15	0,08
N173	p163	135	0,003	0,46	0,23
N174	p165	141	0,003	0,48	0,57
	p166	154	0,003	0,52	
	p247	41	0,003	0,14	
N175	p165	141	0,003	0,48	0,24
N176	p166	154	0,003	0,52	0,63
	p167	35	0,003	0,12	
	p168	182	0,003	0,62	
N177	p167	35	0,003	0,12	0,06
N178	p168	182	0,003	0,62	0,38

N60	P56	75	0,003	0,26	0,1		p171	42	0,003	0,14	
N61	P57	191	0,003	0,65	0,3		p207	1	0,003	0.001	
N62	P48	56	0,003	0,19	0,3	N179	p169	159	0,003	0,54	0,29
	P58	79	0,003	0,27			p207	1	0,003	0.001	
	P265	21	0,003	0,07			p208	8,8	0,003	0,03	
N63	P58	79	0,003	0,27	0,1	N180	p169	159	0,003	0,54	0,27
N64	P59	9,4	0,003	0,03	0,2	N182	p177	41	0,003	0,14	0,32
	P60	67	0,003	0,23			p178	11	0,003	0,04	
	P61	49	0,003	0,17			p248	134	0,003	0,46	
N65	P60	67	0,003	0,23	0,1	N183	p171	42	0,003	0,14	0,36
N66	P61	49	0,003	0,17	0,2		p172	120	0,003	0,41	
	P62	43	0,003	0,15			p173	52	0,003	0,18	
	P63	36	0,003	0,12		N184	p172	120	0,003	0,41	0,2
N67	p62	43	0,003	0,15	0,1	N185	p173	52	0,003	0,18	0,31
N68	p63	36	0,003	0,12	0,1		p174	119	0,003	0,41	
N69	p257	46	0,003	0,16	0,1		p246	9	0,003	0,03	
N70	p65	39	0,003	0,13	0,5	N186	p231	37	0,003	0,13	0,06
	p66	84	0,003	0,29		N187	p174	119	0,003	0,41	0,2
	p254	144	0,003	0,49		N188	p230	67	0,003	0,23	0,11
N71	P65	39	0,003	0,13	0,5	N189	p176	117	0,003	0,4	0,28
	p88	75	0,003	0,26			p177	41	0,003	0,14	
	p268	159	0,003	0,54			p246	9	0,003	0,03	
N72	p66	84	0,003	0,29	0,4	N190	p176	117	0,003	0,4	0,2
	p67	43	0,003	0,15		N191	p178	11	0,003	0,04	0,28
	p68	123	0,003	0,42			p179	115	0,003	0,39	
N73	p67	43	0,003	0,15	0,1		p180	38	0,003	0,13	
N74	p68	123	0,003	0,42	0,4	N192	p179	115	0,003	0,39	0,2
	p69	20	0,003	0,07		N193	p180	38	0,003	0,13	0,62
	p244	75	0,003	0,26			p206	318	0,003	1,08	
N75	p69	20	0,003	0,07	0,2		p260	6	0,003	0,02	
	p70	42	0,003	0,14		N194	p229	33	0,003	0,11	0,06
	p243	50	0,003	0,17		N195	p228	42	0,003	0,14	0,07
N76	p70	42	0,003	0,14	0,1	N196	p183	179	0,003	0,61	0,68
N77	p241	39	0,003	0,13	0,1		p184	38	0,003	0,13	
N78	p73	100	0,003	0,34	0,4		p260	6	0,003	0,02	
	p243	50	0,003	0,17			p261	178	0,003	0,61	
	p266	60	0,003	0,21		N197	p183	179	0,003	0,61	0,31
N79	p72	41	0,003	0,14	0,3	N198	p184	38	0,003	0,13	0,28
	p73	100	0,003	0,34			p185	87	0,003	0,3	
	p241	39	0,003	0,13			p186	42	0,003	0,14	
N80	p72	41	0,003	0,14	0,2	N199	p185	87	0,003	0,3	0,15

	p74	25	0,003	0,09	
	p266	60	0,003	0,21	
N81	p74	25	0,003	0,09	0,1
	p75	8	0,003	0,03	
N82	P75	8	0,003	0,03	0,2
	P76	94	0,003	0,32	
	P77	36	0,003	0,12	
N83	P76	94	0,003	0,32	0,4
	P78	59	0,003	0,2	
	P79	96	0,003	0,33	
N84	P79	96	0,003	0,33	0,2
	P267	39	0,003	0,13	
N85	P77	36	0,003	0,12	0,2
	P78	59	0,003	0,2	
	P267	39	0,003	0,13	
N86	P80	54	0,003	0,18	0,4
	P81	61	0,003	0,21	
	P83	104	0,003	0,36	
N87	P81	61	0,003	0,21	0,2
	P82	21	0,003	0,07	
	P84	41	0,003	0,14	
N88	P82	21	0,003	0,07	0.07
N89	P83	104	0,003	0,36	0,3
	P84	41	0,003	0,14	
	P85	18	0,003	0,06	
N90	P85	18	0,003	0,06	0.06
N91	p240	121	0,003	0,41	0,2
N92	p100	118	0,003	0,4	0,5
	p268	159	0,003	0,54	
	R-92	152	0,003	0,52	
N93	p87	2	0,003	0,01	0,4
	p88	75	0,003	0,26	
	p268	159	0,003	0,54	
N94	p88	75	0,003	0,26	0,3
	p99	41	0,003	0,14	
	p253	66	0,003	0,23	
N95	p89	264	0,003	0,9	1
	p115	151	0,003	0,52	
	p245	141	0,003	0,48	
N96	p237	81	0,003	0,28	0,1
N97	p92	25	0,003	0,09	0,2

	p186	42	0,003	0,14	
N200	p187	90	0,003	0,31	0,29
	p188	39	0,003	0,13	
N201	p187	90	0,003	0,31	0,15
	p188	39	0,003	0,13	
N202	p189	104	0,003	0,35	0,82
	p196	336	0,003	1,15	
	p189	104	0,003	0,35	
N203	p190	197	0,003	0,67	0,58
	p191	38	0,003	0,13	
	p190	197	0,003	0,67	
N204	p217	83	0,003	0,28	0,57
	p218	55	0,003	0,19	
	p191	38	0,003	0,13	
N205	p192	104	0,003	0,36	0,32
	p193	44	0,003	0,15	
N206	p192	104	0,003	0,36	0,18
	p193	44	0,003	0,15	
N207	p194	100	0,003	0,34	0,26
	p195	8,1	0,003	0,03	
N208	p194	100	0,003	0,34	0,17
N209	p195	8,1	0,003	0,03	0,01
	p196	336	0,003	1,15	
N210	p197	234	0,003	0,8	1,21
	p198	142	0,003	0,48	
N211	p197	234	0,003	0,8	0,4
	P198	142	0,003	0,48	
N212	p199	54	0,003	0,18	0,41
	p200	46	0,003	0,16	
N213	p199	54	0,003	0,18	0,09
	p200	46	0,003	0,16	
N214	p201	7,6	0,003	0,03	0,19
	p204	57	0,003	0,19	
	p201	7,6	0,003	0,03	
N215	p202	57	0,003	0,19	0,16
	p203	28	0,003	0,09	
N216	p202	57	0,003	0,19	0,1
N217	p203	28	0,003	0,09	0,05
N218	P204	57	0,003	0,19	0,1
N220	P261	178	0,003	0,61	0,3
N221	P206	318	0,003	1,08	0,54

	p252	34	0,003	0,12	
	p259	65	0,003	0,22	
N98	p92	25	0,003	0,09	0,2
	p93	13	0,003	0,04	
	p258	65	0,003	0,22	
N99	p93	13	0,003	0,04	0,3
	p94	16	0,003	0,06	
	p95	130	0,003	0,44	
N100	p94	16	0,003	0,06	0
N101	p95	130	0,003	0,44	0,2
N102	p236	156	0,003	0,53	0,3
N103	p258	65	0,003	0,22	0,1
N104	p235	72	0,003	0,25	0,1
N105	p259	65	0,003	0,22	0,1
N106	p98	65	0,003	0,22	0,3
	p252	34	0,003	0,12	
	p253	66	0,003	0,23	
N107	p98	65	0,003	0,22	0,1
N108	p99	41	0,003	0,14	0,6
	p101	166	0,003	0,57	
	p102	146	0,003	0,5	
N109	p100	118	0,003	0,4	1,1
	p160	450	0,003	1,54	
	p217	83	0,003	0,28	
N110	p101	166	0,003	0,57	0,4
	p217	83	0,003	0,28	
	p239	1,1	0,003	0	
N111	p102	146	0,003	0,5	0,4
	p113	110	0,003	0,38	
	p251	0,6	0,003	0	
N112	p234	59	0,003	0,2	0,2
	p235	72	0,003	0,25	
N113	p104	43	0,003	0,15	0,4
	p114	161	0,003	0,55	
	p251	0,6	0,003	0	
N114	p104	43	0,003	0,15	0,1
	p106	36	0,003	0,12	
N115	p105	64	0,003	0,22	0,1
N116	p106	36	0,003	0,12	0,2
	p107	24	0,003	0,08	
	p112	65	0,003	0,22	

	P208	8,8	0,003	0,03	
N222	P209	83	0,003	0,28	0,23
	P210	40	0,003	0,14	
N223	P209	83	0,003	0,28	0,14
N224	P210	40	0,003	0,14	0,29
	P211	86	0,003	0,29	
	P212	45	0,003	0,15	
N225	P211	86	0,003	0,29	0,15
N226	P212	45	0,003	0,15	0,19
	P213	26	0,003	0,09	
	P214	39	0,003	0,13	
N227	P213	26	0,003	0,09	0,04
N228	p214	39	0,003	0,13	0,14
	p215	19	0,003	0,07	
	p216	26	0,003	0,09	
N229	p215	19	0,003	0,07	0,03
N230	p216	26	0,003	0,09	0,04
N231	p101	166	0,003	0,57	0,43
	p217	83	0,003	0,28	
	p239	1,1	0,003	0	
N232	p218	55	0,003	0,19	0,86
	p219	68	0,003	0,23	
	p220	335	0,003	1,14	
	p233	46	0,003	0,16	
N233	p219	68	0,003	0,23	0,12
N234	p220	335	0,003	1,14	0,9
	p221	38	0,003	0,13	
	p222	156	0,003	0,53	
N235	p221	38	0,003	0,13	0,06
N236	p222	156	0,003	0,53	0,83
	p232	286	0,003	0,97	
	p233	46	0,003	0,16	
N237	p223	42	0,003	0,14	0,37
	p224	93	0,003	0,32	
	p249	49	0,003	0,17	
	p250	34	0,003	0,12	
N238	p224	93	0,003	0,32	0,34
	p230	67	0,003	0,23	
	p231	37	0,003	0,13	
N239	p250	34	0,003	0,12	0,06
N240	p228	42	0,003	0,14	0,21

N117	p107	24	0,003	0,08	0,2
	p108	49	0,003	0,17	
	p111	65	0,003	0,22	
N118	p108	49	0,003	0,17	0,3
	p109	31	0,003	0,11	
	p110	65	0,003	0,22	

	p229	33	0,003	0,11	
	P249	49	0,003	0,17	
N241	p157	37	0,003	0,13	0,06
N242	p270	164	0,003	0,56	0,28

ANNEXE N°9 : Tableau III.7 : Vitesse et perte de charge dans le réseau existant (cas de pointe).

ID arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)		ID arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)
p2	90,8	55,4	0,06	0,15		p147	6,152	55,4	1,23	35,6
p3	70	81,4	2,07	59,69		p148	61	55,4	0,46	5,53
p4	162	99,4	1,52	25,48		p149	16,07	55,4	0,01	0,01
p6	83	55,4	1,19	33,24		p150	51,55	55,4	0,69	11,9
p7	35	55,4	0,71	12,4		p151	60,88	55,4	0,23	1,54
p8	50	55,4	0,61	9,56		p152	52,2	55,4	0,36	3,47
p9	39	35,2	0,07	0,19		p153	47,87	55,4	0,8	15,8
p10	22	35,2	0,04	0,1		p154	140	55,4	0,1	0,36
p11	32,2	55,4	0,38	3,83		p155	303,4	55,4	0,36	3,48
p12	48	35,2	0,08	0,34		p156	19,37	55,4	0,18	1,04
p13	20,4	55,4	0,27	2,1		p158	34	55,4	0,02	0,03
p14	76	35,2	0,13	1,09		p159	21,8	55,4	0,07	0,19
p15	59,3	55,4	0,11	0,4		p160	450	110,2	1,28	16,2
p16	18,3	55,4	0,01	0,01		p161	413	110,2	0,14	0,26
p17	37	35,2	0,06	0,18		p162	44	110,2	0,01	10^-5
p18	52,8	55,4	0,49	6,19		p163	135	44	0,15	1,01
p19	92,1	35,2	0,16	1,51		p165	140,9	81,4	0,05	0,05
p20	101	55,4	0,25	1,8		p166	153,7	81,4	0,68	7,08
p21	148	55,4	0,04	0,05		p167	35,45	55,4	0,02	0,03
p22	28,6	55,4	0,23	1,56		p168	181,9	110,2	0,3	1,05
p23	78,8	35,2	0,14	1,15		p169	159	55,4	0,11	0,44
p24	43	35,2	0,08	0,24		p171	41,69	81,4	0,12	0,32
p25	96	55,4	0,76	14,13		p172	120	55,4	0,09	0,27
p26	164	55,4	0,35	3,4		p173	51,51	81,4	0,01	0,01
p27	92,7	55,4	0,07	0,16		p176	116,9	55,4	0,08	0,26
p28	73,8	55,4	0,05	0,08		p177	41	81,4	0,18	0,6
p29	26	55,4	0,2	1,25		p178	10,54	81,4	0,68	7,21
p30	86	55,4	0,06	0,13		p179	115,3	81,4	0,04	0,03
p31	43,9	55,4	0,03	0,03		p180	38	81,4	0,59	5,51

p32	43	99,4	1,02	11,93		p183	179	81,4	0,06	0,09
p35	75	55,4	0,05	0,08		p184	38	81,4	0,12	0,31
p36	18	55,4	0,01	0,01		p185	86,82	35,2	0,15	1,37
p37	99,4	55,4	0,07	0,19		p186	42	81,4	0,04	0,04
p39	75,4	55,4	0,05	0,09		p187	89,57	44	0,1	0,49
p40	19,2	99,4	0,82	7,87		p188	39	81,4	0,05	0,05
p41	392	55,4	0,28	2,21		p189	103,8	81,4	0,72	7,96
p42	79	99,4	0,63	4,73		p190	196,6	81,4	1,01	15,1
p44	63,9	35,2	0,11	0,79		p191	38	55,4	0,39	4,11
p45	103	81,4	0,76	8,75		p192	104	44	0,12	0,64
p46	67	55,4	0,68	11,57		p193	44,35	55,4	0,18	1,06
p47	29	55,4	0,82	16,41		p194	100	55,4	0,07	0,19
p49	2,86	55,4	0,92	20,45		p195	8,114	55,4	0,01	10^-5
p50	46,7	35,2	0,08	0,32		p196	336	55,4	1,12	29,9
p51	162	55,4	0,74	13,46		p197	234	44	0,26	2,69
p52	44,1	55,4	0,32	2,9		p198	142	55,4	0,45	5,42
p53	73,4	55,4	0,05	0,08		p199	53,99	44	0,06	0,13
p54	78,2	55,4	0,13	0,58		p200	46	55,4	0,24	1,74
p55	17,2	55,4	0,01	0,01		p201	7,592	55,4	0,12	0,54
p56	74,9	55,4	0,05	0,08		p202	57	35,2	0,1	0,58
p57	191	55,4	0,13	0,61		p203	27,61	55,4	0,02	0,02
p58	79	55,4	0,06	0,1		p204	56,78	35,2	0,1	0,58
p59	9,38	55,4	0,28	2,28		p206	318	55,4	0,22	1,51
p60	67	35,2	0,12	0,87		p207	1	110,2	0,19	0,52
p61	49	55,4	0,15	0,7		p208	8,752	110,2	0,13	0,24
p62	43	35,2	0,08	0,24		p209	82,82	55,4	0,06	0,11
p63	35,8	55,4	0,03	0,03		p210	40,45	110,2	0,09	0,13
p65	39	99,4	2,33	58,38		p211	85,57	55,4	0,06	0,13
p67	42,9	55,4	0,03	0,03		p212	45	55,4	0,19	1,09
p68	123	99,4	0,15	0,33		p213	26	35,2	0,05	0,12
p69	20	55,4	1,38	44,43		p214	39	55,4	0,09	0,31
p70	42	35,2	0,07	0,24		p215	19	55,4	0,01	0,02
p73	100	55,4	0,46	5,56		p216	26	35,2	0,05	0,12
p74	25,3	55,4	0,87	18,62		p217	83	81,4	2,19	66,4
p75	8	55,4	0,46	5,69		p218	55	81,4	1,06	16,6
p76	93,6	55,4	0,14	0,65		p219	68	44	0,08	0,26
p78	59	55,4	0,05	0,08		p220	335	81,4	0,62	5,97
p79	95,9	55,4	0,02	0,04		p221	37,71	55,4	0,03	0,03
p80	53,7	55,4	0,39	4,03		p222	156	81,4	0,43	3,08
p81	61	55,4	0,13	0,58		p223	41,65	55,4	0,53	7,31
p82	21	35,2	0,04	0,1		p224	92,89	55,4	0,21	1,37

p83	104	55,4	0,1	0,35		p228	42,03	35,2	0,07	0,24
p84	41,4	55,4	0,03	0,03		p229	33	79,2	0,01	10^-5
p85	18	55,4	0,01	0,02		p230	67	35,2	0,12	0,87
p88	75	81,4	1,06	16,56		p231	37	35,2	0,06	0,18
p89	264	147,6	0,82	4,83		p232	285,7	81,4	0,03	0,01
p92	25	66	0,27	1,66		p233	45,7	81,4	0,26	1,17
p93	12,7	66	0,15	0,6		p234	58,87	81,4	0,07	0,11
p94	16,2	66	0,01	10^-5		p235	72	35,2	0,13	0,99
p95	130	55,4	0,09	0,31		p236	156,1	81,4	0,1	0,24
p98	65	35,2	0,11	0,82		p237	81,19	44	0,09	0,41
p99	41	81,4	0,69	7,37		p239	1,086	147,6	0,69	3,43
p100	118	147,6	1,47	14,69		p240	121	44	0,14	0,83
p101	166	66	0,12	0,42		p241	39	55,4	0,03	0,03
p102	146	66	0,75	11,25		p242	54	55,4	0,55	7,77
p104	42,9	55,4	0,55	7,83		p243	50	55,4	1,27	37,9
p105	64,1	55,4	0,05	0,05		p244	75,06	99,4	0,33	1,45
p106	35,8	55,4	0,45	5,33		p245	141	99,4	0,76	6,85
p107	24	55,4	0,31	2,77		p246	9	81,4	0,08	0,17
p108	48,7	55,4	0,17	0,92		p247	41	81,4	0,83	10,5
p109	31	55,4	0,02	0,02		p248	134	81,4	0,92	12,7
p110	65	35,2	0,11	0,83		p249	49	44	0,22	2,01
p111	65	35,2	0,11	0,82		p250	34	35,2	0,06	0,16
p112	65	35,2	0,11	0,83		p251	0,58	66	0,57	6,67
p114	161	35,2	0,28	4,09		p252	34	66	0,36	2,88
p115	151	99,4	0,93	9,96		p253	66	66	0,47	4,73
p117	70,8	99,4	0,07	0,08		p254	144	110	1,68	22,1
p118	73,5	55,4	1,53	54,29		p255	151	55,4	6,34	870
p119	26,7	99,4	0,44	2,43		p257	46,27	110	0,01	10^-5
p120	38	55,4	0,1	0,34		p258	65	35,2	0,23	2,8
p121	137	99,4	0,35	1,61		p259	65	35,2	0,11	0,82
p122	93,9	35,2	0,16	1,57		p260	6	81,4	0,37	2,29
p123	38,5	55,4	0,9	19,72		p261	178	55,4	0,13	0,54
p124	40,4	35,2	0,07	0,21		p1	75	113	1,05	10,7
p125	7,22	55,4	0,68	11,65		p262	32	113	1	9,79
p126	92	35,2	0,16	1,52		p263	2	99,4	0.187	10^-5
p127	45	35,2	0,08	0,28		p34	18	99,4	0,01	10^-5
p128	78,4	55,4	0,56	7,99		p33	40	99,4	0,06	0,07
p129	9	55,4	0,11	0,43		p38	3	99,4	0,94	10,3
p130	74,4	35,2	0,13	1,04		p264	95	99,4	0,88	8,96
p131	75,5	55,4	0,33	3,05		p48	55,6	55,4	0,33	3,01
p132	86,2	35,2	0,18	1,82		p265	20,6	55,4	0,49	6,39

p133	94	35,2	0,19	2,06		p72	41	55,4	0,3	2,59
p134	7,26	99,4	0,03	0,02		p266	60	55,4	0,66	11,1
p135	44	35,2	0,08	0,26		Tuyau ¨P77	36,39	55,4	0,23	1,54
p136	66	35,2	0,12	0,85		p267	39,37	55,4	0,08	0,21
p137	38	35,2	0,07	0,19		p87	2	147,6	1,9	24,2
p138	111	55,4	0,76	14,2		p268	159	147,6	2,25	33,5
p139	64,9	55,4	0,05	0,06		p113	110	55,4	0,08	0,23
p140	63,6	55,4	0,21	1,37		p116	136	99,4	0,6	4,44
p141	41,3	55,4	0,11	0,46		p174	119	55,4	0,08	0,27
p142	37,8	55,4	0,23	1,54		p43	54	55,4	0,21	1,33
p143	29	55,4	0,02	0,02		p269	38	55,4	0,03	0,03
p144	62,9	55,4	0,11	0,46		p157	37	55,4	0,03	0,03
p145	37,4	55,4	0.187	10^-5		p270	164	55,4	0,12	0,47
p146	29	55,4	0,02	0,02		Tuyau R-92	152	160	3,2	46,9
						p66	83,73	110	0,17	0,39

ANNEXE N°10 : Tableau III. 8: Charge et pression dans le réseau existant (cas de pointe)

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
N1	912,55	0,25	809,37	-103,18
N2	912,58	0,29	808,25	-104,33
N3	912,56	0,34	808,56	-104
N4	912,55	0,15	808,55	-104
N5	912,6	0,44	813,54	-99,06
N6	913,65	0,68	817,67	-95,98
N7	912,96	0,58	949,04	36,08
N8	913,26	0,26	814,91	-98,35
N9	912,6	0,18	814,48	-98,12
N10	912,55	0,24	814	-98,55
N11	912,63	0,07	813,99	-98,64
N12	912,69	0,04	814,48	-98,21
N13	913,02	0,17	814,79	-98,23
N14	913,5	0,08	814,77	-98,73
N15	912,66	0,27	814,75	-97,91
N16	913,18	0,13	814,66	-98,52
N17	912,53	0,16	814,72	-97,81
N18	912,62	0,03	814,72	-97,9
N19	912,41	0,06	814,72	-97,69
N20	912,8	0,42	813,67	-99,13
N21	912,71	0,16	813,53	-99,18

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
N131	910,3	0,44	947,05	36,73
N132	910,1	0,23	947,04	36,93
N133	910	0,39	946,83	36,82
N134	908,5	0,16	946,68	38,17
N135	909,9	0,30	946,07	36,2
N136	910,1	0,07	946,06	35,95
N137	910,8	0,22	945,99	35,19
N138	909,3	0,16	945,93	36,63
N139	909,9	0,08	945,98	36,1
N140	910,1	0,28	945,36	35,23
N141	910,1	0,14	945,36	35,29
N142	910,2	0,13	945,28	35,04
N143	909,8	0,44	945,13	35,29
N144	909,9	0,17	944,98	35,07
N145	910,2	0,19	944,94	34,77
N146	910,3	0,13	951,1	40,84
N147	910,2	0,08	951,09	40,9
N148	910,1	0,11	951,05	40,99
N149	910,2	0,07	947,11	36,92
N150	910,7	0,39	950,14	39,47
N151	910,3	0,11	950,13	39,87

N22	912,58	0,56	813,49	-99,09
N23	912,6	0,38	813,5	-99,1
N24	912,55	0,13	813,4	-99,15
N25	912,52	0,07	813,49	-99,03
N26	912,66	0,49	806,89	-105,77
N27	912,04	0,56	806,34	-105,7
N28	911,17	0,16	806,32	-104,85
N29	911,51	0,13	806,33	-105,18
N30	912,34	0,27	806,86	-105,48
N31	912,46	0,15	806,85	-105,61
N32	912,26	0,08	806,86	-105,4
N33	912,3	0,15	807,74	-104,56
N35	912,09	0,00	807,73	-104,36
N36	912,21	0,23	807,73	-104,48
N37	911,64	0,13	807,73	-103,91
N38	912,17	0,07	807,73	-104,44
N39	912,29	0,03	807,73	-104,56
N40	912,25	0,34	807,7	-104,55
N41	911,93	0,17	807,69	-104,24
N42	912,62	0,32	806,85	-105,77
N43	911,77	0,13	806,85	-104,92
N44	912,47	0,84	806,7	-105,77
N45	909,98	0,67	805,84	-104,14
N46	912,33	0,40	806,33	-106
N47	911,79	0,07	806,26	-105,53
N48	912,2	0,33	806,26	-105,94
N49	912,61	0,11	806,21	-106,4
N50	910,94	0,34	805,43	-105,51
N51	911,16	0,21	804,65	-106,51
N52	910,68	0,10	804,95	-105,73
N53	911,32	0,36	804,59	-106,73
N54	911,45	0,08	804,58	-106,87
N55	912,98	0,68	802,42	-110,56
N56	912,83	0,33	802,29	-110,54
N57	911,97	0,13	802,29	-109,68
N58	912,33	0,16	802,25	-110,08
N59	912,01	0,03	802,25	-109,76
N60	912,25	0,13	802,24	-110,01
N61	912,6	0,33	802,3	-110,3
N62	910,92	0,27	804,82	-106,1
N63	910,49	0,14	804,81	-105,68
N64	910,94	0,21	804,93	-106,01
N65	910,42	0,11	804,87	-105,55
N66	910,63	0,22	804,9	-105,73
N67	910,35	0,07	804,88	-105,47

N152	910,4	0,27	949,72	39,36
N153	910,3	0,24	949,63	39,32
N154	910,2	0,11	949,61	39,44
N155	910,6	0,22	949,66	39,08
N156	910,4	0,05	949,66	39,27
N157	910,6	0,22	949,63	39,01
N158	910,3	0,05	949,63	39,33
N159	912	0,38	952,25	40,26
N160	911,8	0,20	952,03	40,21
N161	911,6	0,22	951,69	40,12
N162	911,5	0,03	951,69	40,19
N163	911,1	0,27	951,42	40,36
N164	910,8	0,25	951,51	40,72
N165	910,8	0,84	950,66	39,87
N166	909,8	0,24	950,61	40,8
N167	910,2	0,59	949,61	39,38
N168	910,1	0,10	949,59	39,47
N169	910,8	0,06	951,51	40,75
N170	912,1	1,77	950,83	38,77
N171	910,7	1,01	950,72	40
N172	910,2	0,08	950,72	40,55
N173	910,5	0,23	950,59	40,12
N174	912,8	0,57	950,4	37,62
N175	911,2	0,24	950,39	39,16
N176	911,4	0,63	949,31	37,87
N177	911,2	0,06	949,31	38,08
N178	911,1	0,38	949,12	38,05
N179	911,1	0,29	949,12	38,05
N180	911,2	0,27	949,05	37,85
N182	911,7	0,32	949,13	37,43
N183	911,3	0,36	949,11	37,81
N184	911,7	0,21	949,08	37,43
N185	911,9	0,31	949,11	37,21
N187	911,7	0,20	949,08	37,43
N189	911,5	0,29	949,11	37,58
N190	911,6	0,20	949,08	37,44
N191	911,7	0,28	949,06	37,34
N192	912,1	0,20	949,06	36,95
N193	912,2	0,62	948,85	36,65
N196	912,1	0,68	948,84	36,7
N197	912,5	0,31	948,82	36,35
N198	912,3	0,28	948,82	36,57
N199	912,3	0,15	948,71	36,37
N200	912,5	0,29	948,82	36,36
N201	912,5	0,15	948,78	36,31

N68	910,29	0,06	804,89	-105,4
N70	913,22	0,46	952,22	39
N71	912,57	0,47	954,49	41,92
N72	912,43	0,43	952,18	39,75
N73	912,55	0,07	952,18	39,63
N74	912,02	0,37	952,14	40,12
N75	912,34	0,19	951,25	38,91
N76	912,9	0,07	951,24	38,34
N78	912,1	0,36	949,36	37,26
N79	911,66	0,31	948,8	37,14
N80	911,01	0,22	948,69	37,68
N81	911,01	0,06	948,22	37,21
N82	911,1	0,24	948,18	37,08
N83	911,68	0,42	948,12	36,44
N84	910,8	0,23	948,11	37,31
N85	911,33	0,23	948,12	36,79
N86	910,98	0,37	948,01	37,03
N87	910,58	0,21	947,97	37,39
N88	910,99	0,04	947,97	36,98
N89	910,34	0,28	947,97	37,63
N90	910,39	0,03	947,97	37,58
N92	913,43	0,47	959,87	46,44
N93	912,81	0,40	954,54	41,73
N94	912,23	0,30	953,3	41,07
N95	912,01	0,95	953,22	41,21
N97	913,03	0,21	952,89	39,86
N98	912,9	0,18	952,85	39,95
N99	913,17	0,27	952,84	39,67
N100	913,35	0,03	952,84	39,49
N101	912,01	0,22	952,8	40,79
N103	912,82	0,22	952,67	39,85
N105	913	0,11	952,84	39,84
N106	912,98	0,27	952,99	40,01
N107	912,96	0,11	952,93	39,97
N108	912,32	0,60	953	40,68
N109	913,21	1,11	958,14	44,93
N110	913,54	0,43	952,93	39,39
N111	911,42	0,44	951,36	39,94
N113	911,38	0,35	951,35	39,97
N114	911,68	0,14	951,02	39,34
N115	911,65	0,11	951,01	39,36
N116	911,64	0,21	950,82	39,18
N117	912,05	0,24	950,76	38,71
N118	911,86	0,25	950,71	38,85
N119	912,23	0,05	950,71	38,48

N202	912,8	0,82	948,82	36,02
N203	912,9	0,58	949,65	36,73
N204	913,1	0,57	952,62	39,51
N205	912,3	0,32	949,49	37,23
N206	912,7	0,18	949,43	36,75
N207	912,2	0,26	949,45	37,24
N208	912,6	0,17	949,43	36,87
N209	912,3	0,01	949,45	37,11
N210	913,1	1,21	938,79	25,68
N211	910,8	0,40	938,16	27,34
N212	915,4	0,41	938,02	22,64
N213	915	0,09	938,01	22,98
N214	916,4	0,19	937,94	21,5
N215	916,5	0,16	937,94	21,44
N216	916,5	0,10	937,9	21,4
N217	916,2	0,05	937,94	21,78
N218	916,2	0,10	937,91	21,71
N220	910,6	0,30	948,74	38,13
N221	910,7	0,54	948,37	37,65
N222	911,1	0,23	949,12	38,05
N223	911,6	0,14	949,11	37,51
N224	911,1	0,29	949,11	38,01
N225	911,4	0,15	949,1	37,75
N226	910,3	0,19	949,07	38,75
N227	910,6	0,04	949,06	38,44
N228	910,4	0,14	949,05	38,69
N229	910,1	0,03	949,05	38,97
N230	910,1	0,04	949,05	38,99
N231	913,5	0,43	958,14	44,6
N232	913	0,86	951,71	38,68
N233	912,8	0,12	951,69	38,93
N234	911,5	0,90	949,71	38,19
N235	911,5	0,06	949,71	38,25
N236	911,7	0,83	949,23	37,54
N237	911,4	0,37	948,93	37,57
N238	911,8	0,34	948,8	37
N239	911,3	0,06	948,92	37,62
N240	911,8	0,21	948,83	37,05
N195	911,6	0,07	948,82	37,18
N194	911,9	0,06	948,83	36,96
N188	911,7	0,11	948,74	37,02
N186	912,3	0,06	948,79	36,47
N127	912,4	0,15	949,23	36,84
N123	912,8	0,44	951,66	38,86
N112	912,8	0,22	951,65	38,87

N120	912,08	0,11	950,66	38,58
N121	911,66	0,11	950,7	39,04
N122	912,02	0,11	950,77	38,75
N124	911,39	0,19	951,33	39,94
N125	909,66	0,27	950,69	41,03
N126	911,1	0,68	951,71	40,61
N128	910,5	0,48	951,11	40,61
N129	910,21	0,21	951,1	40,89
N130	910,08	0,24	947,12	37,04

N104	912,5	0,12	951,58	39,05
N102	912,2	0,41	951,62	39,4
N96	911,8	0,14	951,59	39,84
N91	913,9	0,21	959,77	45,92
N77	911,7	0,07	948,8	37,15
N69	913,2	0,08	949,04	35,86
N241	910,8	0,06	949,58	38,83
N242	910,9	0,28	949,51	38,66
Réservoir 1	950		967	17

ANNEXE N°11 : Tableau III.9 : Vitesse et perte de charge dans le réseau existant (cas de pointe+incendie).

	Longueur	Diamètre	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	m/s	m/km
P2	90,8	55,4	0,06	0,15
P3	70	81,4	2,07	59,69
P4	162	99,4	1,52	25,48
P6	83	55,4	1,19	33,24
P7	35	55,4	0,71	12,4
P8	50	55,4	0,61	9,56
P9	39	35,2	0,07	0,19
P10	22	35,2	0,04	0,1
P11	32,2	55,4	0,38	3,84
P12	48	35,2	0,08	0,34
P13	20,4	55,4	0,27	2,1
P14	76	35,2	0,13	1,09
P15	59,3	55,4	0,11	0,4
P16	18,3	55,4	0,01	0,01
P17	37	35,2	0,06	0,18
P18	52,8	55,4	0,49	6,19
P19	92,1	35,2	0,16	1,52
P20	101	55,4	0,25	1,8
P21	148	55,4	0,04	0,05
P22	28,6	55,4	0,23	1,56
P23	78,8	35,2	0,14	1,15
P24	43	35,2	0,08	0,25
P25	96	55,4	0,76	14,13
P26	164	55,4	0,35	3,4
P27	92,7	55,4	0,07	0,16

	Longueur	Diamètre	Vitesse	Pert.Charge Unit.
ID Arc	m	mm	m/s	m/km
P147	6,2	55,4	1,23	36
P148	61	55,4	0,46	5,5
P149	16	55,4	0,01	3.4*10^-5
P150	52	55,4	0,69	12
P151	61	55,4	0,23	1,5
P152	52	55,4	0,36	3,5
P153	48	55,4	0,8	16
P154	140	55,4	0,1	0,4
P155	303	55,4	0,36	3,5
P156	19	55,4	0,18	1
P158	34	55,4	0,02	0
P159	22	55,4	0,07	0,2
P160	450	110,2	2,25	48
P161	413	110,2	0,14	0,3
P162	44	110,2	0,01	10^-5
P163	135	44	0,15	1
P165	141	81,4	0,05	0.003
P166	154	81,4	1,38	27
P167	35	55,4	0,02	10^-5
P168	182	110,2	0,68	4,9
P169	159	55,4	0,11	0,4
P171	42	81,4	0,82	10
P172	120	55,4	0,09	0,3
P173	52	81,4	0,72	7,8
P176	117	55,4	0,08	0,3

P28	73,8	55,4	0,05	0,08
P29	26	55,4	0,2	1,25
P30	86	55,4	0,06	0,13
P31	43,9	55,4	0,03	0,03
P32	43	99,4	1,02	11,93
P35	75	55,4	0,05	0,08
P36	18	55,4	0,01	0,02
P37	99,4	55,4	0,07	0,19
P39	75,4	55,4	0,05	0,09
P40	19,2	99,4	0,82	7,87
P41	392	55,4	0,28	2,21
P42	79	99,4	0,63	4,73
P44	63,9	35,2	0,11	0,79
P45	103	81,4	0,76	8,75
P46	67	55,4	0,68	11,57
P47	29	55,4	0,82	16,41
P49	2,86	55,4	0,92	20,45
P50	46,7	35,2	0,08	0,32
P51	162	55,4	0,74	13,46
P52	44,1	55,4	0,32	2,9
P53	73,4	55,4	0,05	0,08
P54	78,2	55,4	0,13	0,58
P55	17,2	55,4	0,01	0,01
P56	74,9	55,4	0,05	0,08
P57	191	55,4	0,13	0,61
P58	79	55,4	0,06	0,1
P59	9,38	55,4	0,28	2,28
P60	67	35,2	0,12	0,87
P61	49	55,4	0,15	0,7
P62	43	35,2	0,08	0,25
P63	35,8	55,4	0,03	0,03
P65	39	99,4	2,33	58,38
P67	42,9	55,4	0,03	0,03
P68	123	99,4	0,15	0,33
P69	20	55,4	1,38	44,43
P70	42	35,2	0,07	0,24
P73	100	55,4	0,46	5,56
P74	25,3	55,4	0,87	18,62
P75	8	55,4	0,46	5,7
P76	93,6	55,4	0,14	0,65
P78	59	55,4	0,05	0,08

P177	41	81,4	0,52	4,4
P178	11	81,4	2,47	84
P179	115	81,4	0,04	10^-5
P180	38	81,4	2,38	78
P183	179	81,4	0,06	0,1
P184	38	81,4	1,91	51
P185	87	35,2	0,15	1,4
P186	42	81,4	1,82	47
P187	90	44	0,1	0,5
P188	39	81,4	1,74	43
P189	104	81,4	2,21	68
P190	197	81,4	2,5	86
P191	38	55,4	0,39	4,1
P192	104	44	0,12	0,6
P193	44	55,4	0,18	1,1
P194	100	55,4	0,07	0,2
P195	8,1	55,4	0,01	10^-5
P196	336	55,4	8,17	29,86
P197	234	44	0,26	2,7
P198	142	55,4	7,51	5,4
P199	54	44	0,06	0,1
P200	46	55,4	7,3	1,74
P201	7,6	55,4	7,18	0,54
P202	57	35,2	0,1	0,6
P203	28	55,4	7,07	0,02
P204	57	35,2	0,1	0,6
P206	318	55,4	0,22	1,5
P207	1	110,2	0,19	0,5
P208	8,8	110,2	0,13	0,2
P209	83	55,4	0,06	0,1
P210	40	110,2	0,09	0,1
P211	86	55,4	0,06	0,1
P212	45	55,4	0,19	1,1
P213	26	35,2	0,05	0,1
P214	39	55,4	0,09	0,3
P215	19	55,4	0,01	10^-5
P216	26	35,2	0,05	0,1
P217	83	81,4	3,67	183
P218	55	81,4	1,06	17
P219	68	44	0,08	0,3
P220	335	81,4	0,62	6

P79	95,9	55,4	0,02	0,04
P80	53,7	55,4	0,39	4,03
P81	61	55,4	0,13	0,58
P82	21	35,2	0,04	0,1
P83	104	55,4	0,1	0,36
P84	41,4	55,4	0,03	0,03
P85	18	55,4	0,01	0,01
P88	75	81,4	1,06	16,56
P89	264	148	0,82	4,83
P92	25	66	0,27	1,66
P93	12,7	66	0,15	0,6
P94	16,2	66	0,01	0,01
P95	130	55,4	0,09	0,31
P98	65	35,2	0,11	0,83
P99	41	81,4	0,69	7,37
P100	118	148	2,46	39,98
P101	166	66	0,12	0,42
P102	146	66	0,75	11,25
P104	42,9	55,4	0,55	7,83
P105	64,1	55,4	0,05	0,05
P106	35,8	55,4	0,45	5,33
P107	24	55,4	0,31	2,77
P108	48,7	55,4	0,17	0,92
P109	31	55,4	0,02	0,02
P110	65	35,2	0,11	0,82
P111	65	35,2	0,11	0,83
P112	65	35,2	0,11	0,83
P114	161	35,2	0,28	4,09
P115	151	99,4	0,93	9,96
P117	70,8	99,4	0,07	0,08
P118	73,5	55,4	1,53	54,29
P119	26,7	99,4	0,44	2,43
P120	38	55,4	0,1	0,34
P121	137	99,4	0,35	1,61
P122	93,9	35,2	0,16	1,57
P123	38,5	55,4	0,9	19,72
P124	40,4	35,2	0,07	0,21
P125	7,22	55,4	0,68	11,64
P126	92	35,2	0,16	1,51
P127	45	35,2	0,08	0,28
P128	78,4	55,4	0,56	7,99

P221	38	55,4	0,03	10^-5
P222	156	81,4	0,43	3,1
P223	42	55,4	0,53	7,3
P224	93	55,4	0,21	1,4
P228	42	35,2	0,07	0,2
P229	33	79,2	0,01	010^-5
P230	67	35,2	0,12	0,9
P231	37	35,2	0,06	0,2
P232	286	81,4	0,03	010^-5
P233	46	81,4	0,26	1,2
P234	59	81,4	0,07	0,1
P235	72	35,2	0,13	0.026
P236	156	81,4	0,1	0,2
P237	81	44	0,09	0,4
P239	1,1	147,6	1,14	9
P240	121	44	0,14	0,8
P241	39	55,4	0,03	10^-5
P242	54	55,4	0,55	7,8
P243	50	55,4	1,27	38
P244	75	99,4	0,33	1,5
P245	141	99,4	0,76	6,9
P246	9	81,4	0,62	5,9
P247	41	81,4	1,54	34
P248	134	81,4	2	56
P249	49	44	0,22	2
P250	34	35,2	0,06	0,2
P251	0,6	66	0,57	6,7
P252	34	66	0,36	2,9
P253	66	66	0,47	4,7
P254	144	110	1,68	22
P255	151	55,4	6,34	870
P257	46	110	0,01	10^-5
P258	65	35,2	0,23	2,8
P259	65	35,2	0,11	0,8
P260	6	81,4	2,15	65
P261	178	55,4	0,13	0,5
P1	75	113	1,05	11
P262	32	113	1	9,8
P263	2	99,4	0.001	10^-5
P34	18	99,4	0,01	10^-5
P33	40	99,4	0,06	0,1

P129	9	55,4	0,11	0,43
P130	74,4	35,2	0,13	1,04
P131	75,5	55,4	0,33	3,05
P132	86,2	35,2	0,18	1,82
P133	94	35,2	0,19	2,06
P134	7,26	99,4	0,03	0,01
P135	44	35,2	0,08	0,26
P136	66	35,2	0,12	0,85
P137	38	35,2	0,07	0,19
P138	111	55,4	0,76	14,2
P139	64,9	55,4	0,05	0,06
P140	63,6	55,4	0,21	1,37
P141	41,3	55,4	0,11	0,46
P142	37,8	55,4	0,23	1,54
P143	29	55,4	0,02	0,02
P144	62,9	55,4	0,11	0,46
P145	37,4	55,4	0.02	8*10^-6
P146	29	55,4	0,02	0,02

P38	3	99,4	0,94	10
P264	95	99,4	0,88	9
P48	56	55,4	0,33	3
P265	21	55,4	0,49	6,4
P72	41	55,4	0,3	2,6
P266	60	55,4	0,66	11
P 77	36	55,4	0,23	1,5
P267	39	55,4	0,08	0,2
P87	2	147,6	1,9	24
P268	159	147,6	2,25	34
P113	110	55,4	0,08	0,2
P116	136	99,4	0,6	4,4
P174	119	55,4	0,08	0,3
P43	54	55,4	0,21	1,3
P269	38	55,4	0,03	10^-5
P157	37	55,4	0,03	10^-5
P270	164	55,4	0,12	0,5
Tuyau R-92	152	160	4,04	73
P66	84	110	0,17	0,4

ANNEXE N°12 : Tableau III.10: Charge et pression dans le réseau existant (cas de pointe +incendie).

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression			Altitude	Demande Base	Charge	Pression
	m	LPS	m	m			m	LPS	m	m
N1	913	0,2	805	-107		N130	910	0,24	943,2	33,1
N2	913	0,3	804	-108		N131	910	0,44	943,1	32,8
N3	913	0,3	805	-108		N132	910	0,23	943,1	33
N4	913	0,2	805	-108		N133	910	0,39	942,9	32,9
N5	913	0,4	810	-103		N134	909	0,16	942,7	34,2
N6	914	0,7	814	-100		N135	910	0,30	942,1	32,2
N7	913	0,6	945	32		N136	910	0,07	942,1	32
N8	913	0,3	811	-102		N137	911	0,22	942	31,2
N9	913	0,2	811	-102		N138	909	0,16	942	32,7
N10	913	0,2	810	-103		N139	910	0,08	942	32,1
N11	913	0,1	810	-103		N140	910	0,28	941,4	31,3
N12	913	0.01	811	-102		N141	910	0,14	941,4	31,3
N13	913	0,2	811	-102		N142	910	0,13	941,3	31,1
N14	914	0,1	811	-103		N143	910	0,44	941,2	31,3
N15	913	0,3	811	-102		N144	910	0,17	941	31,1

N16	913	0,1	811	-102		N145	910	0,19	941	30,8
N17	913	0,2	811	-102		N146	910	0,13	947,1	36,9
N18	913	0.01	811	-102		N147	910	0,08	947,1	36,9
N19	912	0,1	811	-102		N148	910	0,11	947,1	37
N20	913	0,4	810	-103		N149	910	0,07	943,1	33
N21	913	0,2	810	-103		N150	911	0,39	946,2	35,5
N22	913	0,6	810	-103		N151	910	0,11	946,2	35,9
N23	913	0,4	810	-103		N152	910	0,27	945,8	35,4
N24	913	0,1	809	-103		N153	910	0,24	945,7	35,4
N25	913	0,1	810	-103		N154	910	0,11	945,6	35,5
N26	913	0,5	803	-110		N155	911	0,22	945,7	35,1
N27	912	0,6	802	-110		N156	910	0,05	945,7	35,3
N28	911	0,2	802	-109		N157	911	0,22	945,7	35
N29	912	0,1	802	-109		N158	910	0,05	945,7	35,4
N30	912	0,3	803	-109		N159	912	0,38	948,3	36,3
N31	912	0,1	803	-110		N160	912	0,20	948,1	36,2
N32	912	0,1	803	-109		N161	912	0,22	947,7	36,2
N33	912	0,1	804	-109		N162	912	0,03	947,7	36,2
N35	912	0.01	804	-108		N163	911	0,27	947,5	36,4
N36	912	0,2	804	-108		N164	911	0,25	947,5	36,8
N37	912	0,1	804	-108		N165	911	0,84	946,7	35,9
N38	912	0,1	804	-108		N166	910	0,24	946,6	36,8
N39	912	0.031	804	-109		N167	910	0,59	945,6	35,4
N40	912	0,3	804	-109		N168	910	0,10	945,6	35,5
N41	912	0,2	804	-108		N169	911	0,06	947,5	36,8
N42	913	0,3	803	-110		N170	912	1,77	929,4	17,4
N43	912	0,1	803	-109		N171	911	1,01	929,3	18,6
N44	912	0,8	803	-110		N172	910	0,08	929,3	19,2
N45	910	0,7	802	-108		N173	910	0,23	929,2	18,7
N46	912	0,4	802	-110		N174	913	0,57	928,1	15,3
N47	912	0,1	802	-110		N175	911	0,24	928	16,8
N48	912	0,3	802	-110		N176	911	0,63	923,9	12,4
N49	913	0,1	802	-110		N177	911	0,06	923,9	12,6
N50	911	0,3	801	-109		N178	911	0,38	923	11,9
N51	911	0,2	801	-110		N179	911	0,29	923	11,9
N52	911	0,1	801	-110		N180	911	0,27	922,9	11,7
N53	911	0,4	801	-111		N182	912	0,32	921,9	10,2
N54	911	0,1	801	-111		N183	911	0,36	922,5	11,2
N55	913	0,7	798	-115		N184	912	0,21	922,5	10,9
N56	913	0,3	798	-115		N185	912	0,31	922,1	10,2
N57	912	0,1	798	-114		N187	912	0,20	922,1	10,5

N58	912	0,2	798	-114		N189	912	0,29	922,1	10,6
N59	912	0.01	798	-114		N190	912	0,20	922,1	10,4
N60	912	0,1	798	-114		N191	912	0,28	921	9,29
N61	913	0,3	798	-114		N192	912	0,20	921	8,9
N62	911	0,3	801	-110		N193	912	0,62	918	5,84
N63	910	0,1	801	-110		N196	912	0,68	917,7	5,52
N64	911	0,2	801	-110		N197	912	0,31	917,6	5,17
N65	910	0,1	801	-110		N198	912	0,28	915,7	3,47
N66	911	0,2	801	-110		N199	912	0,15	915,6	3,26
N67	910	0,1	801	-109		N200	912	0,29	913,8	1,3
N68	910	0,1	801	-109		N201	912	0,15	913,7	1,24
N70	913	0,5	948	35		N202	913	0,82	912,1	-0,7
N71	913	0,5	951	38		N203	913	0,58	919,1	6,19
N72	912	0,4	948	36		N204	913	0,57	936	22,9
N73	913	0,1	948	36		N205	912	0,32	919	6,7
N74	912	0,4	948	36		N206	913	0,18	918,9	6,21
N75	912	0,2	947	35		N207	912	0,26	918,9	6,7
N76	913	0,1	947	34		N208	913	0,17	918,9	6,33
N78	912	0,4	945	33		N209	912	0,01	918,9	6,57
N79	912	0,3	945	33		N210	913	1,21	429,8	-483
N80	911	0,2	945	34		N211	911	0,40	429,2	-482
N81	911	0,1	944	33		N212	915	0,41	257,7	-658
N82	911	0,2	944	33		N213	915	0,09	257,7	-657
N83	912	0,4	944	33		N214	916	0,19	204,9	-712
N84	911	0,2	944	33		N215	917	0,16	196,5	-720
N85	911	0,2	944	33		N216	917	0,10	196,5	-720
N86	911	0,4	944	33		N217	916	17,05	166,8	-749
N87	911	0,2	944	33		N218	916	0,10	204,9	-711
N88	911	0.01	944	33		N220	911	0,30	917,6	6,95
N89	910	0,3	944	34		N221	911	0,54	917,6	6,84
N90	910	0.031	944	34		N222	911	0,23	923	11,9
N92	913	0,5	956	43		N223	912	0,14	923	11,4
N93	913	0,4	951	38		N224	911	0,29	923	11,9
N94	912	0,3	949	37		N225	911	0,15	922,9	11,6
N95	912	0,9	949	37		N226	910	0,19	922,9	12,6
N97	913	0,2	949	36		N227	911	0,04	922,9	12,3
N98	913	0,2	949	36		N228	910	0,14	922,9	12,5
N99	913	0,3	949	36		N229	910	0,03	922,9	12,8
N100	913	0.028	949	36		N230	910	0,04	922,9	12,8
N101	912	0,2	949	37		N231	914	0,43	951,2	37,6
N103	913	0,2	949	36		N232	913	0,86	935,1	22,1

N105	913	0,1	949	36		N233	913	0,12	935,1	22,3
N106	913	0,3	949	36		N234	912	0,90	933,1	21,6
N107	913	0,1	949	36		N235	911	0,06	933,1	21,7
N108	912	0,6	949	37		N236	912	0,83	932,6	20,9
N109	913	1,1	951	38		N237	911	0,37	932,3	21
N110	914	0,4	949	35		N238	912	0,34	932,2	20,4
N111	911	0,4	947	36		N239	911	0,06	932,3	21
N113	911	0,3	947	36		N240	912	0,21	932,2	20,5
N114	912	0,1	947	35		N195	912	0,07	932,2	20,6
N115	912	0,1	947	35		N194	912	0,06	932,2	20,4
N116	912	0,2	947	35		N188	912	0,11	932,1	20,4
N117	912	0,2	947	35		N186	912	0,06	932,2	19,9
N118	912	0,2	947	35		N127	912	0,15	932,6	20,2
N119	912	0,1	947	35		N123	913	0,44	935,1	22,3
N120	912	0,1	947	35		N112	913	0,22	935,1	22,3
N121	912	0,1	947	35		N104	913	0,12	935	22,5
N122	912	0,1	947	35		N102	912	0,41	935	22,8
N124	911	0,2	947	36		N96	912	0,14	935	23,2
N125	910	0,3	947	37		N91	914	0,21	955,8	42
N126	911	0,7	948	37		N77	912	0,07	944,8	33,2
N128	911	0,5	947	37		N69	913	0,08	945,1	31,9
N129	910	0,2	947	37		N241	911	0,06	945,6	34,9
						N242	911	0,28	945,5	34,7