الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⵜⴰⵙⴷⴰⵡⵜ ⵜⴰⵖⵍⵉⵙⵜ ⵏ ⵜⵓⵙⵙⵔⵉⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME :

Etude du système d'alimentation en eau potable de l'agglomération de BELAAFIA commune AGHBAL (W.TIPAZA)

Présenté par :

HAMIDI Houssem Eddine Rachid

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH BOUALEM	PROFESSEUR	Président
KAHELRASS MALIKA	M.C.B	Examinateur
BENCHIHEB NADJOUA	M.C.B	Examinateur
TOUAHIR SABAH	M.A.A	Promoteur

Septembre 2023

REMERCIMENTS

TOUT D'ABORD, JE TIENS A EXPRIMER MA GRATITUDE ENVERS DIEU, LE TOUT-PUISSANT ET MISERICORDIEUX, DE M'AVOIR DONNE LA FORCE, LE COURAGE, LA VOLONTE, ET L'AMOUR DU SAVOIR, AINSI QUE LA PATIENCE NECESSAIRES POUR ACCOMPLIR CE MODESTE TRAVAIL.

JE SOUHAITE ADRESSER UN SINCERE REMERCIEMENT A MA PRECIEUSE ENCADRANTE,

MME. TOUAHIR SABAH, POUR SA GENEROSITE ET SA PERSEVERANCE. RECEVEZ TOUTE MA GRATITUDE.

JE SUIS RECONNAISSANT ENVERS L'ENSEMBLE DE MES ENSEIGNANTS POUR LEUR AIDE INESTIMABLE, LEUR SAVOIR, LEUR PATIENCE ET LEUR GENEROSITE TOUT AU LONG DE MON CYCLE D'ETUDES.

J'EXPRIME MON RESPECT ENVERS LES MEMBRES DU JURY QUI AURONT L'HONNEUR D'EVALUER MON TRAVAIL.

ENFIN, JE TIENS A REMERCIER CHALEUREUSEMENT TOUTES LES PERSONNES QUI M'ONT APPORTE LEUR AIDE, QUE CE SOIT DE PRES OU DE LOIN, DANS LA REALISATION DE CE TRAVAIL.

JE VOUS REMERCIE DE VOTRE ATTENTION ET DE VOTRE SOUTIEN.

Dédicaces

À Dieu tout-puissant, je suis profondément reconnaissant de m'avoir accordé la force et le courage nécessaires pour achever ce modeste travail, qui représente le fruit de nombreuses années de quête de savoir.

Je dédie ce travail humble à plusieurs personnes précieuses :

À mes chers parents, aucune dédicace ne saurait véritablement exprimer la profondeur de mes sentiments envers eux. Leur patience inépuisable, leur encouragement constant, et leur soutien inestimable sont des témoignages de mon amour profond et de mon respect pour les sacrifices considérables qu'ils ont consentis.

À mes chers frères, Abderrahmane et Badr Eddine pour leur appui et leur encouragement, et leur soutien moral.

À mes amis, surtout groupe KHEWALI qui ont toujours été là.

À tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation et à mon développement personnel.

Enfin, une dédicace très spéciale à ma partenaire de vie, à qui je souhaite tout le bonheur du monde.

HAMIDI Houssem Eddine Rachid

ملخص

تعرف منطقة بلعافيا غيابا في نظام توزيع المياه الصالحة للشرب لذلك تهدف هذه المذكرة إلى إنشاء نظام توزيع المياه لسكان منطقة بلعافيا دائرة أغبال ولاية تيبازة ، بهدف تلبية احتياجاتهم وضمان توفير المياه الصالحة للشرب. فتمت دراسة لإنشاء شبكة توزيع تشمل محطة ضخ تحتوي على مضختين و خزان 250م3 بالإضافة الى ذلك تم انشاء خزان توزيع بسعة 500م3 مع وضع نظام لحماية الأنابيب من ظاهرة المطرقة المائية

أخيراً، تم إجراء مراجعة شاملة لتنفيذ المشروع، ونتج عن ذلك تقدير لفترة الإنجاز المتوقعة تبلغ 10 أشهر وتكلفة تقديرية تبلغ 143695592,6 دينار جزائري

Abstract

The Blaafia region lacks a proper drinking water distribution system. Therefore, this memorandum aims to establish a water distribution system for the residents of the Blaafia region, located in the Agbala district of the Tipaza province. The goal is to meet their needs and ensure the provision of potable water. To achieve this, a study was conducted to create a distribution network that includes a pumping station with two pumps and a 250m³ tank. Additionally, a distribution tank with a capacity of 500m³ was established, along with a system to protect the pipes from water hammer phenomena.

Finally, a comprehensive review of the project implementation was carried out, resulting in an estimated completion period of 10 months and an estimated cost of 143,695,592.6 Algerian dinars..

Résumé

La région de Blaafia souffre d'un manque dans le système de distribution d'eau potable. Ainsi, cette note vise à établir un système de distribution d'eau pour les habitants de la région de Blaafia, dans la circonscription d'Agbala, dans la wilaya de Tipaza, dans le but de répondre à leurs besoins et de garantir la fourniture d'eau potable. À cette fin, une étude a été menée pour la mise en place d'un réseau de distribution comprenant une station de pompage équipée de deux pompes et un réservoir de 250 m³. De plus, un réservoir de distribution d'une capacité de 500 m³ a été construit, avec un système de protection contre le phénomène du coup de bélier.

Enfin, une révision complète de la mise en œuvre du projet a été effectuée, ce qui a conduit à une estimation de la période d'exécution prévue de 10 mois et à un coût estimé de 143 695 592,6 dinars algériens

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

I. INTRODUCTION 3

I.1 RECONNAISSENCE DU TERRAIN : 3

I.2 UN DIAGNOSTIQUE PHYSIQUE DU TERRAIN : 3

I.3 PRESENTATION DE L'AIRE D'ETUDE : 3
I.3.1 SITUATION ADMINISTRATIVE DE LA COMMUNE AGHBAL : 4

I.4 APERCU CLIMATIQUE DE LA ZONE D'ETUDE : 5
I.4.1 CLIMAT : 5
I.4.2 TEMPERATURE : 6
I.4.3 PLUVIOMETRIE : 7
I.4.4 L'HUMIDITE RELATIVE : 8
I.4.5 LE VENTE : 8

I.5 SITUATION TOPOGRAPHIQUE 9

I.6 SITUATION HYDRAULIQUE 9
I.6.1 RESOURCE EN EAU 9
I.6.1.2 LES EAUX SOUTERRAINES : 9

I.7 LES OUVRAGES DE STOCKAGE : 9

I.8 CONCUSION 9

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOIN EN EAU

II. EVOLUTION DEMOGRAPHIQUE : 11

II.1 INTRODUCTION : 11

II.2 ESTIMATION DE LA POPULATION FUTURE: 11

II.3 BESOIN DOMESTIQUE : 12
II.3.1 EVALUATION DU BESOIN EN EAU: 13
II.3.1.1 BESOINS DOMESTIQUES : 13
II.3.1.2 BESOINS D'ÉQUIPEMENTS : 14
II.3.1.3 ESOINS MOYENS TOTAUX: 14

II.4 ÉVALUATION DES DÉBITS MAX : 15
II.4.1 COEFFICIENT D'IRRÉGULARITÉ JOURNALIÈRE MAXIMUM : 15
II.4.2 CONSOMMATION MAXIMALE JOURNALIÈRE: 15

II.5 BILAN DE COMPARAISON : (PRODUCTION-BESOINS) 16

II.6 CONSOMMATION MINIMALE JOURNALIÈRE : 16

II.7 VARIATION DES DÉBITS MOYENS HORAIRES : 17
II.7.1 DÉBIT MOYEN HORAIRE : 17
II.7.2 DÉBIT MAXIMAL HORAIRE : 17
II.7.3 COEFFICIENT D'IRRÉGULARITÉ MINIMALE HORAIRE (Kmin,h): 18
II.7.4 RÉCAPITULATIF DES DÉBITS HORAIRES : 19

II.8 RÉGIME DE CONSOMMATION DE L'AGGLOMÉRATION : 19
II.8.1 ÉVALUATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE: 20

II.9 CONCLUSION 23

CHAPITRE III: DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

III. INTRODUCTION : 25

III.1 ROLE DES RESERVOIRS : 25

III.2 EMPLACEMENT DES RESERVOIRS : 25

III.3 CLASSIFICATION DES RESSERVOIRS : 26

III.4 LA HAUTEUR DE RÉSERVOIR : 27

III.5 DETERMINATION DE LA CAPACITE : 27
III.5.1 METHODE ANALYSTIQUE : 27
III.5.2 LA METHODE GRAPHIQUE : 28

III.6 CALCULE VOLUME DE RESERVOIR : 28

III.7 CALCULE DU DIAMETRE DE RESERVOIR : 30

III.8 CALCULE DU HAUTEUR DE LA RESERVE D'INCENDIE : 30

III.9 EQUIPEMENT DE RESERVOIR : 30
III.9.1 CONDUITR D'ARRIVEE OU ADDUCTION : 30
III.9.2 CONDUITE DE DEPART OU DISTRIBUTION : 32
III.9.3 CONDUITE TROP-PLEIN : 33
III.9.4 CONDUITE DE VIANGE : 33
III.9.5 CONDUITE DE BY-PASSE 34
III.9.6 MATÉRIALISATION DE LA RÉSERVE D'INCENDIE : 34

III.10 SYSTEM DE CANALISATION : 35

III.11 PROPOSITION ASSORTIE : 36

III.12 CONCLUSION : 37

CHAPITRE IV:ETUDE DE L'ADDUCTION

IV. INTRODUCTION : 39

IV.1 TYPE D'ADDUCTION : 39
IV.1.1 ADDUCTION GRAVITAIRE : 39
IV.1.2 ADDUCTION PAR REFOULEMENT 39
IV.1.3 ADDUCTION MIXTE 40

IV.2 CHOIX DE TRACER : 40

IV.3 CHOIX TYPE DE CONDUITE : 42

IV.4 ASSEMBLAGE DES CONDUITES : 42
IV.4.1 ELECTRO SOUDAGE : 42
IV.4.2 SOUDAGE BOUT A BOUT : 43
IV.4.3 RACCORDEMENT MECANIQUE : 45

IV.5CALCUL DE DIAMETRE ECONOMIQUES DES CONDUITES DE REFOULEMENTS : .45

IV.6 FRAIS D'AMORTISSEMENT: 47

IV.7 FRAIS D'EXPLOITATION: 48

IV.8 BILAN : 50

IV.9 CONCLUSION : .... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE V : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

V. INTRODUCTION 53

V.1 LES DIFFÉRENTS TYPES DE RÉSEAU : 53
V.1.1 LE RÉSEAU RAMIFIÉ 53
V.1.2 LE RÉSEAU MAILLÉ : 53
V.1.3 LE RÉSEAU MIXTE : 53

V.2 CONCEPTION D'UN RÉSEAU: 54

V.3 CHOIX DE MATÉRIAUX DE LA CONDUITE : 54

V.4 DÉTERMINATION DES DÉBITS 55
V.4.1 LE DÉBIT EN ROUTE 55
V.4.2 LE DÉBIT SPÉCIFIQUE 55
V.4.3 LE DÉBIT AU NŒUD 55

V.5 CALCULE DE DEBIT : 56
V.5.1 CAS DE POINTE : 56
V.5.2 CAS DE POINTE + INCENDIE: 60

V.6 DÉTERMINATION DES DIAMÈTRES AVANTAGEUX : 64

V.7 SIMULATION PAR LE LOGICIEL EPANET : 66
V.7.1 SIMULATION EN CAS DE POINTE : 67
V.7.2 SIMULATION EN CAS DE POINTE + INCENDIE : 71

V.8 EQUIPEMENT DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION : 75
V.8.1 TYPE DE CANALISATION : 75
V.8.2 MATÉRIELS ET ÉQUIPEMENTS DE RÉSEAU : 75
1. Robinet vanne : 75
2. Robinets de vidange : 75
3. Poteaux d'incendie : 75
4. Vanne papillon : 75
5. Vanne stop : 76
6. La ventouse : 76

V.9 COMPOSANTS SPÉCIAUX POUR LES RACCORDEMENTS : 76

V.10 CONCLUSION : 76

CHAPITRE VI: ETUDE DE POMPAGE

VI. INTRODUCTION : 78

VI.1 LES POMPES CENTRIFUGES : 78

VI.2 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT 78

VI.3 CRITÈRES DE SÉLECTION DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE : 78

VI.4 CHOIX DE POMPES : 79

VI.5 ETUDE DE POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE : 81

VI.6 COURBES CARACTÉRISTIQUES DES POMPES 82

VI.7 CHOIX DES ÉQUIPEMENTS HYDROMÉCANIQUE ET HYDRO-ÉNERGÉTIQUE : 84
VI.7.1 EQUIPEMENT EN AMONT DE LA POMPE : 84
VI.7.1.1 CALCULE DE DIAMETRE ECONOMIQUE D'ASPIRATION : 84
VI.7.1.2 LONGUEUR DE CONVERGENT : 84
VI.7.1.3 LONGUEUR DU TRONÇON : 84
VI.7.1.4 DIAMÈTRE DE LA TULIPE: 85
VI.7.2 QUIPEMENT EN AVAL DE LA POMPE : 85
VI.7.2.1 LONGUEUR DU TRONÇON: 85
VI.7.2.2 LONGUEUR DE DIVERGENT: 85

VI.8 VÉRIFICATION DE LA CAVITATION: 85
VI.8.1 DÉFINITION DE CAVITATION : 85
VI.8.2 LES CONSÉQUENCES DE LA CAVITATION : 86
VI.8.3 LA HAUTEUR D'ASPIRATION ADMISSIBLE : 86

VI.9 LES DIMENSIONS D'UN BÂTIMENT POUR UNE STATION DE POMPAGE : 87
VI.9.1 MÉTHODOLOGIE DE CONSTRUCTION DE L'ÉDIFICE: 87
VI.9.1.1 PARTIE SUPÉRIEURE DU BÂTIMENT: 88

VI.9.1.2 TYPES DES BÂTIMENTS DES STATIONS DE POMPAGE: 88
VI.9.1.3 AVANTAGE ET INCONVÉNIENTS : 89
VI.9.2 DIMENSIONNEMENT DE LA BACH D'ASPIRATION : 89
VI.9.3 DIMENSIONNEMENT DU BÂTIMENT: 91
1. La hauteur du bâtiment : 91
2. Largeur du bâtiment : 91
3. Longueur de bâtiment : 92
4. Locaux de personnel : 92

VI.10 CONCLUSION: 93

CHAPITRE VII: PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

VII. INTRODUCTION 95

VII.1 DEFINITION DE COUP DE BELIE : 95

VII.2 LES PRINCIPALES CAUSE DE PHENOMENE : 95

VII.3 CONSEQUENCE DU COUP DE BELIE : 96

VII.4 ANALYSE PHYSIQUE DU PHÉNOMÈNE DU COUP DE BÉLIER 96

VII.5 MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BÉLIER : 97
VII.5.1 VOLANT D'INERTIE : 98
VII.5.2 SOUPAPE DE DÉCHARGE : 98
VII.5.3 LES CHEMINÉES D'ÉQUILIBRE : 99
VII.5.4 LES RÉSERVOIRS D'AIR : 100

VII.6 FONCTIONNEMENT GÉNÉRAL : 100

VII.7 AVANTAGES ASSOCIÉS À L'UTILISATION D'UN RÉSERVOIR D'AIR : 101

VII.8 PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BÉLIER : 101
VII.8.1 CALCUL DES VOLUMES DES RÉSERVOIRS D'AIR....101

VII.9 INSTALLATION DU RÉSERVOIR D'AIR....105

VII.10 RACCORDEMENT DU RÉSERVOIR D'AIR AVEC LA CONDUITE DE REFOULEMENT : 106

VII.11 CONCLUSION: 106

CHAPITRE VIII: ORGANISATION DE CHANTIER

VIII. INTRODUCTION :....108

VIII.1 VARIÉTÉ DES TECHNIQUES DE POSE DE CANALISATIONS :.....108

VIII.2 ENGINS DE TERRASSEMENT : 108

VIII.3 CHOIX DES ENGINS :.....110

VIII.4 CHOIX DE LA SECTION TRANSVERSALE DE LA TRANCHÉE : 111
1. Largeur de la tranchée :.....111
2. Profondeur (Htr) :.....111
3. Section de la tranchée :.....112
4. Le volume de déblai :.....112
5. Lit de pose :.....113
6. Le volume de lit de sable.....113

VIII.5 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF D'ADDUCTION ET RESEAU DE DISTRIBUTION :.....114

VIII.6 CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DE LA BACHE D'ASPIRATION :.....115
1. Calcule volume de Déblai :.....115
2. Volume de béton de propreté :.....116
3. Béton armé :.....116
3.1. Pour le radier :.....116
3.2. Pour le Voiles :.....116
3.3. Pour la Dalle :.....117
VIII.6.1 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE BACHE D'ASPIRATION : 117

VIII.7 CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DE LA STATION DE POMPAGE :.....117
1) Les dimensions de la station de pompage :.....117
2) Décapage de terre végétale :.....118
3) Déblai des fouilles :.....118
4) Béton de propreté dosé à 150kg/m3 sous semelles :.....119
5) Béton armé dosé à 350kg/m3 pour semelle :.....119
6) Béton armé dosé à 350kg/m3 de demi-poteau :.....119
7) Remblai des fouilles :.....119
8) Béton de propreté dosé à 150kg/m3 de sous longrine.....119
9) Béton armé dosé à 350 kg/m3 de longrine (inf et sup) :.....119
10) Béton armé dosé à 350kg/m3 de poteau :.....120
11) Béton armé dosé à 350kg/m3 des dalles (inf et sup) :.....120
12) Nombres des poutrelles :.....120
13) Nombre d'hourdis 120
14) Nombre des briques.....120
15) Surface de crépissage 121
VIII.7.1 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA STATION DE POMPAGE : 121

VIII.8 CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DE RESERVOIR 500M^3 : 122
1) Décapage de terre végétale :.....122
2) Calcule volume de Déblai :.....122
3) Volume de béton de propreté :.....123
4) Béton armé :.....123
5) Béton armé dosé à 350 kg/m3 Pour le radier :.....123
6) Béton armé dosé à 350 kg/m3 Pour la cuve :.....123

7) Béton armé dosé à 350 kg/m3 Pour la coupole : 123
8) Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour la ceinture : 124
9) Surface de crépissage 124
VIII.8.1 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE RESERVOIR DE STOCKAGE : 125

VIII.9 PLANIFICATION DES TRAVAUX : 126

VIII.10 PLANIFICATION DE REALISATION DE LA BACH D'ASPIRATION : 127

VIII.11 PLANIFICATION DE REALISATION DE STATION POMPAGE : 128

VIII.12 PLANIFICATION DE REALISATION DE CANALISATION 130

VIII.13 PLANIFICATION DE REALISATION DE RESERVOIR 500m3 : 131

VIII.14 SECURITE DU TRAVAIL :.....132

VIII.15 DÉFINITION DE L'ACCIDENT DU TRAVAIL.....132

VIII.16 LES CONDITIONS ET ACTIONS DANGEREUSES SUR UN CHANTIER :.....133

VIII.17 LES MESURES PRÉVENTIVES VISENT À ÉVITER LES CAUSES DES ACCIDENTS SUR UN CHANTIER. 134

VIII.18 L'UTILISATION DE DISPOSITIFS DE PROTECTION INDIVIDUELLE EST ESSENTIELLE POUR ASSURER UNE MEILLEURE SÉCURITÉ SUR UN CHANTIER :.....134

VIII.19 LA PROTECTION COLLECTIVE SUR UN CHANTIER : 135
Travaux de Terrassement : 135
Machines et Outils : 135
INSTALLATIONS ÉLECTRIQUES : 136

VIII.20 CONCLUSION : 136

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 138

LISTE DES FIGURES ET DES GRAPHES

Figure I. 1 carte de localisation de la wilaya de TIPAZA 4
Figure I.2: carte des limites administratives 4
Figure I.3: vue aérienne de l'aire d'etude (source : Google earth) 5
Figure I. 4: Diagramme des températures 6
Figure I. 5 Diagramme de précipitation 7
Figure I. 6: cercle de pourcentage Humidité 8

Figure II.1: Diagramme d'évolution de la Population 12
Figure II. 2: Diagramme des besoins domestiques en long terme 13
Figure II. 3: Diagramme de consommation journalier maximale 15
Figure II. 4: Diagramme de consommation journalier maximale 16
Figure II. 5: Diagramme de consommation horaire 22
Figure II.6: Diagramme de consommation horaire 22

Figure III. 2: arrivée par le fond 31
Figure III. 1 : arrivée par le bas 31
Figure III.3 : arrivée par le haut en conduite noyée 32
Figure III.4: conduite de distribution 32
Figure III. 6: pour un faible débit 33
Figure III. 5: pour un débit important 33
Figure III.7: conduit de vidange 34
Figure III. 8 : conduite by passe 34
Figure III.9: Matérialisation de la réserve d'incendie 35
Figure III.10: vanne papillons 35
Figure III. 11: vanne flotteur 36
Figure III.12: TE 36
Figure III. 13: coude 36
Figure III. 14: Réservoir cylindrique et ces équipements 37

Figure IV. 1: Les moyens de raccords électro soudables 43
Figure IV. 4: les étapes de soudage 44
Figure IV. 5: les outils et la forme de soudure 44
Figure IV. 6: Raccordement des tubes PEHD aux matériaux traditionnels 45
Figure IV. 7: diagramme des frais total en fonction des diamètres 51

Figure V. 1: simulation sur EPANET (cas de pointe) 70
Figure V. 2: simulation sur EPANET (cas de pointe + incendie) 74

Figure VI. 1: pompe hydraulique type HVU50 / source : CAPRARI 80

Figure VI. 2 : étude de point fonctionnement de la pompe via CAPRARI.....81
Figure VI. 3: courbe hauteur de refoulement en fonction de débit 82
Figure VI. 4: courbe NPSH en fonction de débit 83
Figure VI. 5 : courbe de puissance en fonction de débit.....83
Figure VI. 6 : courbe du rendement en fonction de débit 83
Figure VI. 7: Schéma des équipements en amont de la pompe.....84
Figure VI. 8: Schéma des équipements en amont de la pompe.....85

Figure VII. 1: schéma descriptive de la soupape de décharge (catalogue d'entreprise PAMLINE) 98
Figure VII. 2: installation de soupape sur la conduite (catalogue d'entreprise PAMLINE).....99
Figure VII. 3 : Le principe de disposition de cheminée d'équilibre.....99
Figure VII. 4: réservoir d'air (anti-bélier).....100
Figure VII. 5: Le principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier.....101
Figure VII. 6 : l'abaque de VIBERT.....104

Figure VIII.1 : Schéma d'une tranchée avec une conduite 112
Figure VIII.2 : schéma de la bâche d'aspiration 115
Figure VIII.3 : plan de la station pompage.....118
Figure VIII.4 : la forme de réservoir projeté.....122
Figure VIII.5 : réseau a nœud de la Bach d'aspiration.....127
Figure VIII.6 : réseau a nœud de réalisation S-P 129
Figure VIII. 7 : réseau a nœud de canalisation.....130
Figure VIII.8 : réseau a nœud de réservoir 500m^3 131

Liste des tableaux

Tableau I. 1 : récapitule les températures moyennes mensuelles....6
Tableau I.2 : Précipitations moyen maximales journalières (2011 - 2021)....7
Tableau I.3 : Humidité moyen relative depuis (2011-2021)....8
Tableau I.4: la vitesse de vent et la direction depuis (2011), Source : NASA-POWER....8
Tableau I.5 : les coordonnées de forage....9

Tableau II. 1: estimation de population en future....11
Tableau II. 2: Les besoins domestiques....13
Tableau II. 3: les besoin d'équipements....14
Tableau II. 4: besoins moyens totaux....14
Tableau II. 5: consommation maximale journalier....15
Tableau II. 6: bilan de comparaison (production / besoin)....16
Tableau II. 7: consommation minimale en future....17
Tableau II. 8: la valeur de Bmax en fonction nombre d'habitants....18
Tableau II. 9: la valeur de Bmin en fonction nombre d'habitants....19
Tableau II. 10: Récapitulatif des débits horaires....19
Tableau II. 11: les régimes de consommation en fonction nombre d'habitants....20
Tableau II. 12: évaluation de la consommation horaire....21
Tableau II. 13 : comparaison entre le débit de forage et débit maximum journalier....23

Tableau III. 1: Relation en la capacité et la hauteur d'eau....27
Tableau III. 2: calcule de volume de réservoir....28
Tableau III. 3 : résume les caractéristiques du réservoir....37

Tableau IV.1 : calcule du frais d'amortissement....48
Tableau IV.2 : calcul de la hauteur manométrique totale....49
Tableau IV. 3 : consommation en KWH et prix de l'exploitation....50
Tableau IV. 4 : bilan de comparaison entre les frais totale en fonction de diamètres....50
Tableau IV. 5 résume sur les caractéristiques de l'adduction....51

Tableau V.1 : représentation de débit et longueur des conduites....56
Tableau V.2 : présentation des débits nodaux en cas de pointe....56
Tableau V.3 : présentation des débits nodaux en cas de pointe + incendie....60
Tableau V.4: les diamètres avantageux en fonction des débits....65
Tableau V.5: Détermination des diamètres avantageux dans le cas de point + incendie (23.9 l/s + 17 l/s)....65
Tableau V.6 : Calcul des paramètres hydraulique en cas de pointe....67
Tableau V.7 : Calcul des pressions de service en cas de pointe....68
Tableau V. 8 : Calcul des paramètres hydraulique en cas de pointe....71
Tableau V. 9 **:** Calcul des pressions de service en cas de pointe + incendie....72

Tableau VI. 1: choix de meilleure variante 80
Tableau VI.2 : La tension de vapeur d'eau en fonction de température 87
Tableau VI. 3: type des bâtiments des stations pompages 88
Tableau VI. 4: les inconvénients et les avantages de chaque type de bâtiment 89
Tableau VI. 5 : calcule volume de la bâche d'aspiration 89
Tableau VI. 6 Résumé sur le paramètre caractéristique de la station de pompage 93

Tableau VIII.2 : la quantité des déblais et décapage associées 113
Tableau VIII.3 : volume totale de remblais.....114
Tableau VIII. 4 : devis quantitatif et estimatif 114
Tableau VIII.5 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE BACHE D'ASPIRATION 117
Tableau VIII. 6 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA STATION DE POMPAGE..121
Tableau VIII.7 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE RESERVOIR DE STOCKAGE..125
Tableau VIII.8 : calcule de montant globale 125
Tableau VIII.9 : la tâche de réalisation de la Bach d'aspiration 250m^3.....127
Tableau VIII. 10 : les taches de réalisation de station pompage 128
Tableau VIII.11 : les taches de réalisation de la canalisation 130
Tableau VIII. 12 : les taches de réalisation de réservoir 500m3 131

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de masse

Planche N°1 : Plan de station pompage

Planche N°1 : Profil en long d’adduction

Planche N°1 : Profil en long de la distribution

Planche N°1 : Plan de réservoir distribution

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est toujours la source de vie pour les êtres vivants et est l'élément de base de la vie Survivre et se développer dans différentes catégories telles qu'Agriculture, consommation humaine, industrie et production d'énergie. La diversité de ses usages fait de l'eau une ressource essentielle pour les activités Humanité. Au cours du XXe siècle, la consommation d'eau a augmenté deux fois plus vite que la croissance démographique, laissant plus d'un milliard de personnes dans le monde sans accès à cette précieuse ressource. La rareté de l'eau est due notamment à sa répartition inégale, la contamination des nappes, leur rareté ou leur absence. Le réseau d'approvisionnement en eau potable est un patrimoine vieillissant qui nécessite une mise à jour lorsqu'il atteint le seuil de vétusté. Ce seuil extrême dépend de nombreux paramètres, qu'ils soient environnementaux, technologiques, managériaux, économiques ou de la politique des dirigeants. Ces dysfonctionnements Se manifestent principalement par trois symptômes caractéristiques :

- ✓ Multiplication des fuites et ruptures.
- ✓ Capacité de charge hydraulique réduite.
- ✓ Détérioration de la qualité de l'eau.

Le but de notre étude est de mener une étude approfondie du système Approvisionnement en eau potable Amélioration de l'approvisionnement en eau potable par l'agglomération de BELAAFIA W. TIPAZA Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- ✓ Présentation du L'agglomération
- ✓ Estimation des besoins en eau ;
- ✓ Etude d'adduction
- ✓ Dimensionnement de réseaux distribution
- ✓ Protéger les canalisations des coups de bélier ;
- ✓ Organisation sur le chantier.
- ✓ Protection et sécurité au travail.

L'étude est parvenue à une conclusion générale, dans laquelle les principaux Examinez les résultats et les recommandations.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

I. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est d'appréhender la zone d'étude en termes de géographie, topographie, géologie, climat, population et hydraulique, ce qui nous permet de mener à bien notre travail.

I.1 RECONNAISSENCE DU TERRAIN :

Dans ce chapitre, les données et documents entrant dans le cadre de l'exécution du projet sont collectés. Cette collecte de données est établie avec les autorités et agences compétentes, alors consultez :

- ✓ APC DE AGHBALE .
- ✓ DRE de GOURAYA.

I.2 UN DIAGNOSTIQUE PHYSIQUE DU TERRAIN :

Ce diagnostic sur site comprend les opérations suivantes :

- ✓ Recueillir et consulter en détail tous les documents (documents écrits, documents de dessin, travaux, études, etc.) dans le cadre de l'exécution de cette recherche, de près et/ou de loin.
- ✓ Levé du terrain par les ingénieurs du bureau d'études en présence des représentants de la maîtrise d'ouvrage et de la DRE de Gouraya daira.

Le but de ces enquêtes est de permettre une évaluation sur site à grande échelle de l'état actuel.

I.3 PRESENTATION DE L'AIRE D'ETUDE :

BELAAFIA est une agglomération secondaire appartient administrativement à la commune de AGHBAL. Cette dernière est située Sud-Ouest de la ville de GOURAYA. Elle est limitée :

- Au Nord par les communes de Gouraya et Larhat
- Au Sud par les frontières de la commune de Messelmoun
- A l'Est par les frontières de la commune de Gouraya
- A l'Ouest par les frontières de la commune de Larhat



Figure I. 1 carte de localisation de la wilaya de TIPAZA

I.3.1 SITUATION ADMINISTRATIVE DE LA COMMUNE AGHBAL :

La commune d'Aghbal peut être repérée et localisée par les coordonnées :

36° 29′ 30″ Nord, 1° 50′ 21″ Est



Figure I.2: carte des limites administratives



Figure I.3: vue aérienne de l'aire d'etude (source : Google earth)

I.4 APERCU CLIMATIQUE DE LA ZONE D'ETUDE :

I.4.1 CLIMAT :

Le climat d'Aghbal est chaud et tempéré. En hiver, les pluies sont bien plus importantes à Aghbal qu'elles ne le sont en été. Selon la classification de Köppen-Geiger, le climat est de type Csa. Aghbal affiche 15.8 °C de température en moyenne sur toute l'année. Sur l'année, la précipitation moyenne est de 619 mm.

29.6 °C font du mois d'Aout le plus chaud de l'année. Le mois le plus froid de l'année est celui de Janvier avec une température moyenne de 9.5 °C. Janvier le mois ayant le plus haut taux de précipitations.

Entre le plus sec et le plus humide des mois, l'amplitude des précipitations est de 111 mm. Une différence de 16.2 °C existe entre la température la plus basse et la plus élevée sur toute l'année.

NB :

le type **Csa** correspond à un climat tempéré sans hiver froid (C), à saison sèche estivale (s) et été chaud (a)

I.4.2 TEMPERATURE :

Selon le site web NASA-POWER l'aire d'études caractérisé par

- ✓ Température maximale :27.32°C
- ✓ Température minimale :7.3 °C
- ✓ Température Moyenne : 16.41°C

Le tableau ci –après récapitule les températures moyennes mensuelles de la période entre 2000 jusque au 2022 :

Tableau I. 1 : récapitule les températures moyennes mensuelles

	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Température moyenne (°C)	11.4	12.3	14.1	16.2	19.7	23.7	27.2	27.6	24.8	20.4	15.5	12.4
Température minimale moyenne (°C)	8.1	8.8	10.5	12.8	15.6	19.6	22.9	23.5	21.1	16.6	12	9.2
Température maximale (°C)	14.8	15.9	17.8	19.7	23.8	27.8	31.5	31.8	28.6	24.2	19.1	15.7

Source : NASA-POWER

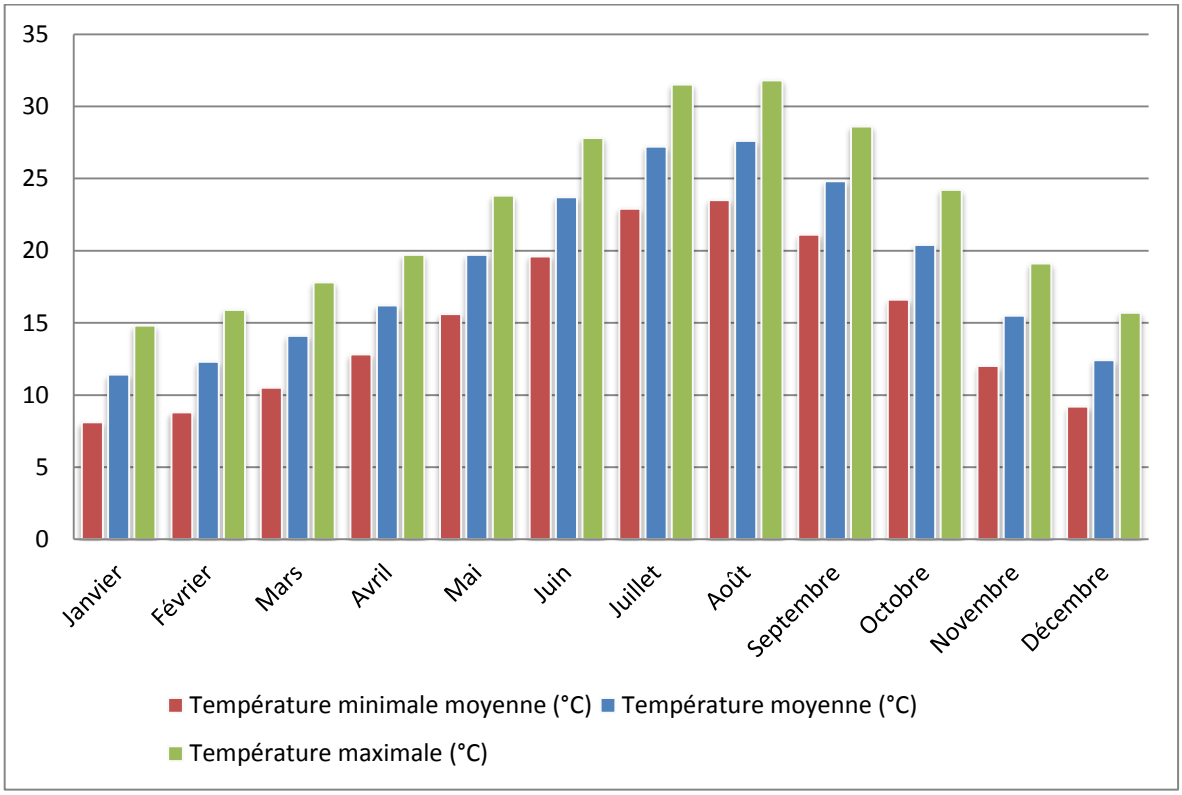


Figure I. 4: Diagramme des températures

I.4.3 PLUVIOMETRIE :

La pluviométrie quant à elle présente une intensité assez irrégulière le long de l'année

- ✓ Pluie moyenne annuelle…… ….Pmoy.an = 514.8 mm
- ✓ Pluie moyenne annuelle maximale par jours…… ….Pmax.an = 86,70 mm
- ✓ Pluie maximale journalière…… ……Pmax.j = 61.3mm
- ✓ Exposant climatique……..b = 0.41
- ✓ Coefficient de variation maximum……...cv = 0.42

Tableau I.2 : Précipitations moyen maximales journalières (2011 - 2021)

Paramètre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Precipitation (mm)	88	68	59	41	46	12	2	3	29	60	98	113

Source : NASA-POWER

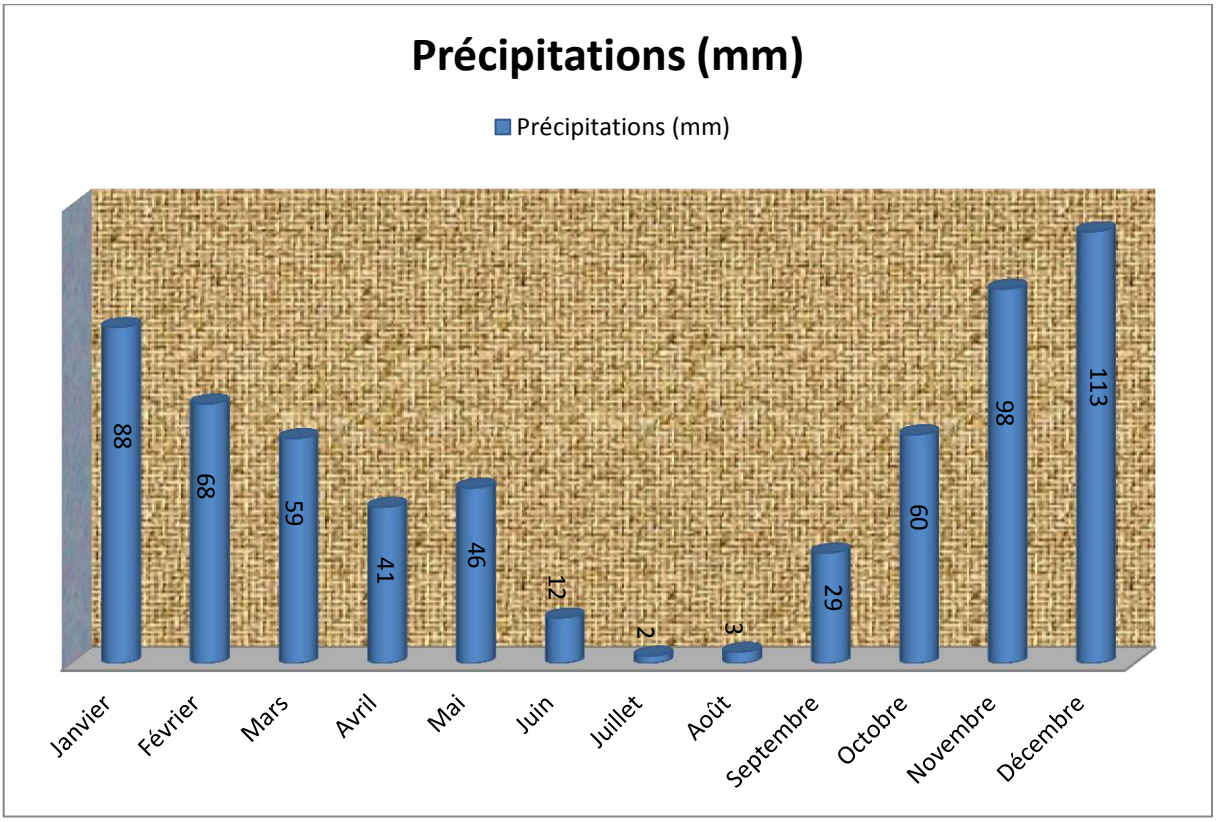


Figure I. 5 Diagramme de précipitation

I.4.4 L'HUMIDITE RELATIVE :

Le climat, le brouillard et le fait d'être près de la mer sont très importants pour elle, et son taux peut monter jusqu'à 76,4 %.

Tableau I.3 : Humidité moyen relative depuis (2011-2021)

Paramètre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Humidité Relative(%)	76,39	73,02	70,64	65,68	59,3	52,33	43,02	43,7	55,15	76,39	73,02	70,64

Source : NASA-POWER

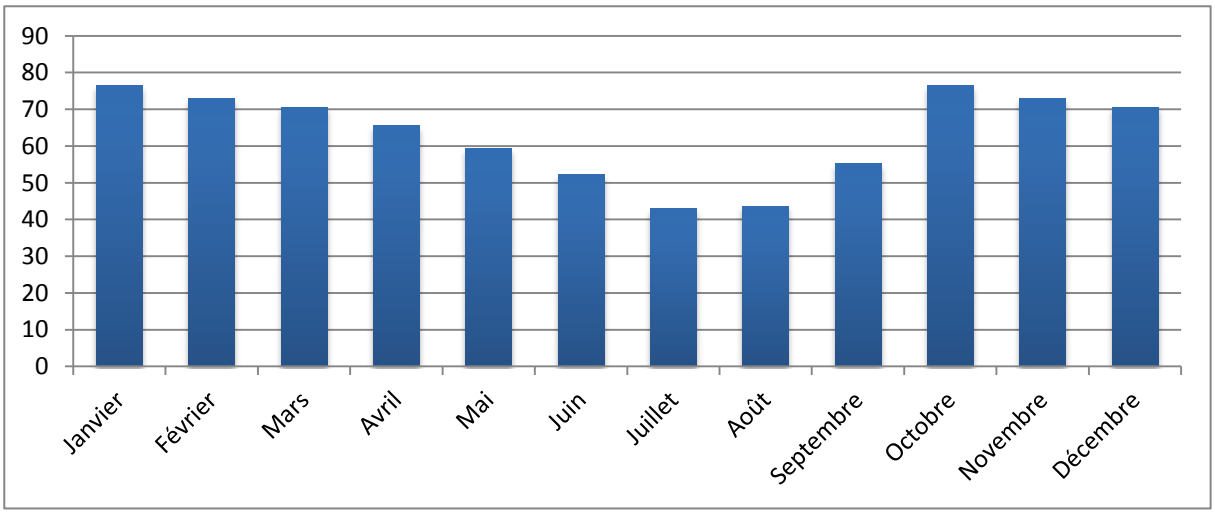


Figure I. 6: cercle de pourcentage Humidité

I.4.5 LE VENTE :

Tableau I.4: la vitesse de vent et la direction depuis (2011), Source : NASA-POWER

Paramètre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
Direction du vent (dégrée)	255,6	263,3	245,9	242,4	274,2	307,9	280,0	182,6	286,9	201,1	242,9	238,7
La vitesse de vent (m/s)	7,11	7,50	6,64	6,39	6,07	5,84	5,50	5,36	6,28	6,44	7,20	6,66

I.5 SITUATION TOPOGRAPHIQUE

La prise en compte de la topographie revêt une importance capitale dans l'élaboration d'un système d'alimentation en eau potable. Donc l'aire d'étude présent une topographie accidentelle avec des Pentes plus ou moins importantes. La pente du terrain peut attendre jusqu'à au 40 %

I.6 SITUATION HYDRAULIQUE

I.6.1 RESOURCE EN EAU

I.6.1.1.1 LES EAUX SUPERFICIELLE

Il n'existe aucun ouvrage de stockage des eaux superficielles destinées à l'alimentation en eau potable de l'agglomération objet de l'étude.

I.6.1.2 LES EAUX SOUTERRAINES :

Actuellement, l'agglomération de BELAAFIA s'approvisionne en eau à partir de la source excitant produisant un débit de **15 l/s**.

Tableau I.5 : les coordonnées de forage

	Coordonnées Lambert	
	X (m)	**Y (m)**
FORAGE	393859.45	4040724.05

I.7 LES OUVRAGES DE STOCKAGE :

L'aire d'étude est dépourvue d'ouvrage de stockage.

I.8 CONCUSION

Ce chapitre a pour objectif de présenter la zone d'étude en fournissant des informations sur

- ✓ La topographie : terrain accidentelle caractérisé par des pentes plus ou moins importantes
- ✓ Le climat d'étude caractérisé par une température moyenne 16.41°C et un taux humidité peut atteindre le 76.4% et une précipitation moyen annuelle de 514.8 mm
- ✓ Existence d'une source sous terrain (FORAGE)

Ces informations initiales constituent les données de base essentielles pour le dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable,

CHAPITRE II

ESTIMATION DES BESOIN EN EAU

II. EVOLUTION DEMOGRAPHIQUE :

II.1 INTRODUCTION :

- ✓ Dans ce chapitre on va essayer d'estimer les besoins en eau de notre agglomération selon le nombre d'habitants de l'agglomération à l'horizon de 2053 et les différents équipements.
- ✓ Le calcul des besoins en eau de consommation se base sur les normes de consommation unitaire.
- ✓ Notre objectif est de vérifier les sources, le stockage et la demande à l'horizon d'étude 2053.

II.2 ESTIMATION DE LA POPULATION FUTURE:

Les calculs de population sont basés sur le recensement de 2023.

Les études que nous menons doivent tenir compte de la répartition spatiale actuelle de la zone d'étude et des perspectives d'agglomération accrue d'ici 2053. Par application de la formule suivante :

$$P=P_0 . (1+X)^t$$

Où:

P : Population à l'horizon d'étude.

Po: Population de base (APC d'AGHBAL 2023).

X : (taux d'accroissement = 3 %, APC d'AGHBAL).

t : Nombre d'années de différence entre l'année de référence et l'année considérée.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 1: estimation de population en future

HORIZON	2023 Actuel	2033 Court terme	2043 Moyen terme	2053 Long terme
Taux d'accroissement	3 %			
BELAAFIA	1 864	2 506	3 367	4 525

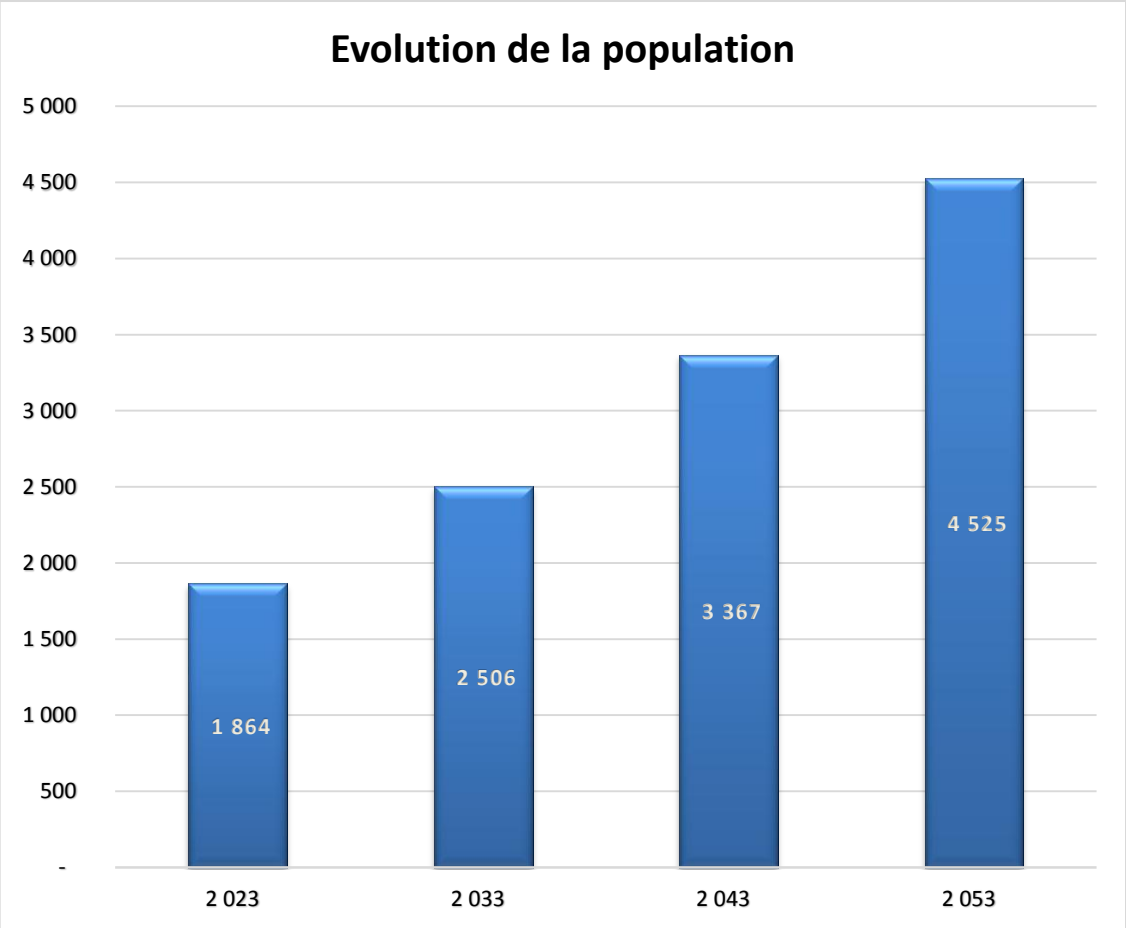


Figure II.1: Diagramme d'évolution de la Population

II.3 BESOIN DOMESTIQUE :

L'évolution de la consommation domestique est basée sur l'évolution démographique de la localité à desservir et les objectifs à atteindre pour la distribution d'eau c'est à dire la dotation, ainsi que la vocation économique de cette agglomération. Cette variation dépend de certain critère :

- ✓ Le niveau de vie de la population,
- ✓ Le nombre d'habitants,
- ✓ Le développement urbain de la ville,
- ✓ Ressources existantes.

Cette consommation varie comme suit :

- ✓ de moins de 5000 habitants …… 33 à 170 l/j/hab.
- ✓ de 5000 à 10000 habitants …… ..65 à 200 l/j/hab.
- ✓ de 10000 à 20000 habitants …… 82 à 205 l/j/hab.
- ✓ de 20000 à 100000 habitants …… . 115 à 265 l/j/hab.

II.3.1 EVALUATION DU BESOIN EN EAU:

II.3.1.1 BESOINS DOMESTIQUES :

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule suivante :

$$Q_{moy} = N \times D \ [m^3/j]$$

- ✓ Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière $[m^3/j]$
- ✓ D : dotation journalière (D = 170 l/j/hab. D'après la variation de consommation en fonction des habitants)
- ✓ N : Nombre d'habitant (hab.)

Les besoins domestiques pour les différents horizons sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 2: Les besoins domestiques

HORIZONS D'ETUDE	POPULATION	DOTATION	Débit moy j	
	(hab.)	(l/j/hab.)	(m3/j)	(l/s)
Etat Actuel (2023)	1 864	170	316,88	3,67
Courte terme (2033)	2 506	170	426,02	4,93
Moyen terme (2043)	3 367	170	572,39	6,62
Long terme (2053)	4525	170	769,25	8,90



Figure II. 2: Diagramme des besoins domestiques en long terme

II.3.1.2 BESOINS D'ÉQUIPEMENTS :

L'estimation des besoins d'équipements est résumée dans les tableaux ci-dessous :

Tableau II. 3: les besoin d'équipements

EQUIPEMENT EXISTANT	Nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	besoin moyen journalier (m3/j)
EQUIPEMENT SOCIO-ECONOMIQUE				
Mosquée	200	Fidel	20	4
EQUIPEMENT SCOLAIRE				
Primaire (L / élève)	**150**	Elève	15	2,25
EQUIPEMENT ADMINISTRARTIF				
Sureté de wilaya	30	Policier	50	1.5
APC (L/employé)	10	employé	10	0,1
EQUIPEMENT SANITAIRE				
Sanitaire public	100	persone	30	3
Total				10.85

II.3.1.3 ESOINS MOYENS TOTAUX:

On fait la somme des besoins domestiques et les besoins d'équipements pour trouver les besoins moyens totaux. Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau II. 4: besoins moyens totaux

HORIZONS	Actuel 2023	Court terme 2033	Moyen terme 2043	Long terme 2053
Besoins domestiques (m3/j)	316,88	426,02	572,39	769,25
Besoins d'équipement (m3/j)	10.85	10.85	10.85	10.85
Qmoy j (m3/j)	327.73	436.87	583.24	780.1

II.4 ÉVALUATION DES DÉBITS MAX :

II.4.1 COEFFICIENT D'IRRÉGULARITÉ JOURNALIÈRE MAXIMUM :

Le coefficient d'irrégularité ($K_{max,j}$) est nécessaire pour calculer le débit journalier maximal il varie entre 1,1 et 1,3 . il consiste à prévenir les fuites et les gaspillagesau niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%. Consommation journalière montrant la variation de la consommation journalière au cours d'une semaine :

$$\mathbf{Kmax,j = (1.1 – 1.3)}$$

On prend : Kmax,j= 1,3

II.4.2 CONSOMMATION MAXIMALE JOURNALIÈRE:

Le débit maximum journalier est définit comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est maximale.

Le débit maximum journalier des différentes zones est représenté dans le tableau suivant :

Tableau II. 5: consommation maximale journalier

HORIZONS	État Actuel (2023)	Court terme (2033)	Moyen terme (2043)	Long terme (2053)
Qmoy (m3/j)	327.73	436.87	583.24	780.1
Kmax j	1,30	1,30	1,30	1,30
Qmax (m3/j)	426,049	567,931	758,212	1014,13

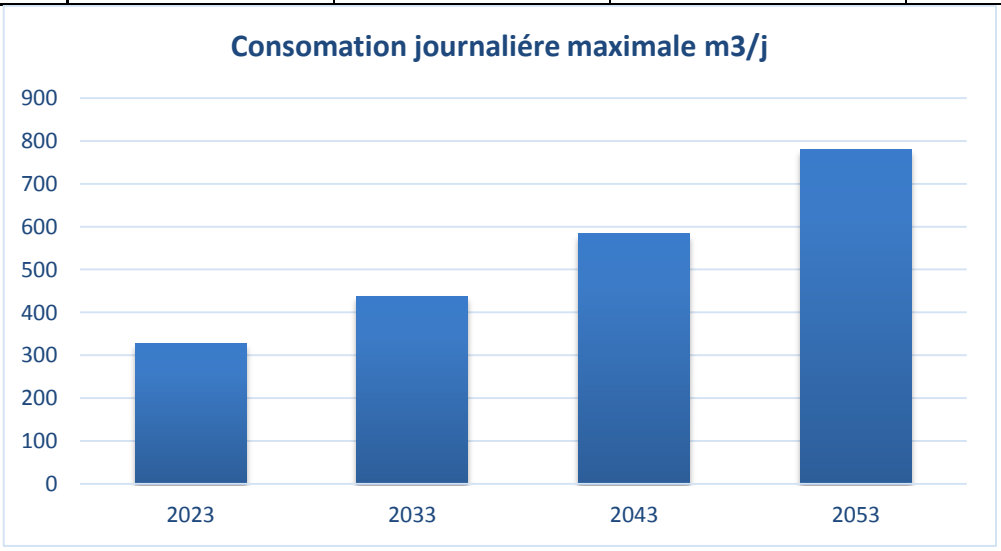


Figure II. 3: Diagramme de consommation journalier maximale

II.5 BILAN DE COMPARAISON : (PRODUCTION-BESOINS)

La source de production d'eau potable de l'agglomération BELAAFIA se résume à un FORAGE qui produisant un débit de 15 litre/sec.

Tableau II. 6: bilan de comparaison (production / besoin)

Horizon	**Actuel 2023**	**court terme 2033**	**moyen terme 2043**	**long terme 2053**
Q max j (m3/j)	426,049	567,931	758,212	1014,13
Production actuelle (m3/j)	1 296,00	1 296,00	1 296,00	1 296,00
Exedent (m3/j)	869,95	728,07	537,79	281,87

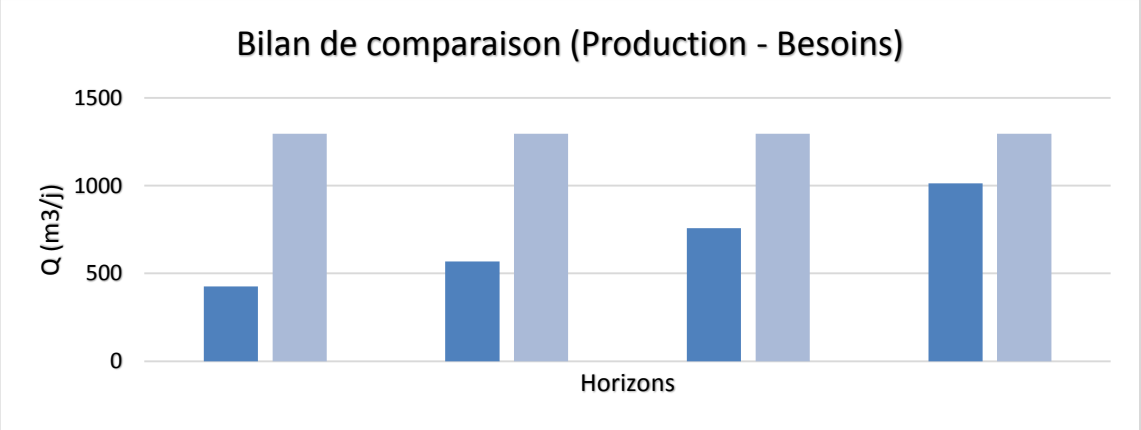


Figure II. 4: Diagramme de consommation journalier maximale

II.6 CONSOMMATION MINIMALE JOURNALIÈRE :

Le débit minimal journalier est calculé à partir de la formule suivante :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j}$$

Et le **Kmin,j** défini comme étant le rapport de la consommation minimum par la Consommation moyenne journalière, donné par la relation suivante :

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j}$$

Ce coefficient Kmin,j varie de **0,7** à **0,9.**

Tableau II. 7: consommation minimale en future

HORIZONS	État Actuel (2023)	Court terme (2033)	Moyen terme (2043)	Long terme (2053)
Q_{moy} (m3/j)	327.73	436.87	583.24	780.1
$K_{min\ j}$	0,8	0,8	0,8	0,8
Q_{minj} (m3/j)	262,18	349,50	466,59	624,08

II.7 VARIATION DES DÉBITS MOYENS HORAIRES :

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

II.7.1 DÉBIT MOYEN HORAIRE :

On donne le débit moyen horaire avec la relation suivant

$$Qmoy, h = Qmax,j/24 \ (m3/h)$$

Avec :

- Qmoy,h : débit moyen horaire en m3/h
- Qmax,j : débit maximum journalier en m3/j

Donc :

$$\mathbf{Q_{moyh} = \frac{1014{,}13}{24} = 42{,}26\ (m3/h)}$$

II.7.2 DÉBIT MAXIMAL HORAIRE :

Il représente le débit de pointe d'une agglomération et il dépend du coefficient d'irrégularité maximal horaire. Ce débit joue un rôle très important dans divers calculs du réseau de distribution. Le coefficient de variation horaire maximal représente l'augmentation de la consommation par heure de la journée et tient compte de la croissance démographique ainsi que du degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

Ce facteur peut être décomposé en deux autres facteurs αmax et βmax ; tel que :

$$\mathbf{Kmax,h = \alpha max\ .\ \beta max}$$

Avec :

- ✓ **αmax** : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local, pour notre cas **αmax=1,3.**
- ✓ **βmax:** il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau II. 8: la valeur de Bmax en fonction nombre d'habitants

Nombre des habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
Bmax	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

- Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 4525 habitant alors :

$$\beta max = 1,4$$

la valeur de Kmax,h sera :

$$Kmax,h = 1,4 \times 1,3 = 1,82$$

Le débit maximal horaire sera : **Qmax,h = Kmax,h. Qmoy,h**

Avec :

- ✓ Qmoy,h : débit moyen horaire en m3/h ;
- ✓ Kmax,h : coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

On trouve donc : $Qmax,h = 1,82 \times 42,26 = 76,913 m3/h$

II.7.3 COEFFICIENT D'IRRÉGULARITÉ MINIMALE HORAIRE (Kmin,h):

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation

$$\mathbf{Kmin,h = \alpha min \, . \, \beta min}$$

Avec :

- ✓ **αmin** : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend **αmin = 0,5.**
- ✓ **βmin** : il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau II. 9: la valeur de Bmin en fonction nombre d'habitants

Nombre des habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
Bmin	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

- Le nombre d'habitants de la zone d'étude est 4 525 habitants, donc la valeur de

$$\beta min = 0,25$$

- la valeur de Kmin,h sera alors :

$$KminH = 0,5 \times 0,25 = 0,125.$$

- Et le débit minimum horaire sera donc :

↳ **Qmin,h = Kmin,h. Qmoy,h**

↳ **Qmin,h** = 0.125 × 42,26= 5,283m3/h

II.7.4 RÉCAPITULATIF DES DÉBITS HORAIRES :

Tableau II. 10: Récapitulatif des débits horaires

Q_{moyh} m^3/h	K_{maxh}	Q_{maxh} m^3/h	K_{minh}	Qminh m^3/h
42,26	1,82	76,913	0,82	5,283

II.8 RÉGIME DE CONSOMMATION DE L'AGGLOMÉRATION :

Le calcul et l'estimation du régime de consommation de l'eau potable pour une agglomération sont essentiels pour assurer un approvisionnement en eau sûr et durable. Cela implique la collecte de données, l'évaluation des besoins actuels et futurs, la gestion de la demande, la planification des infrastructures, la gestion des risques et la sensibilisation du public. L'objectif est de garantir un approvisionnement en eau potable fiable, efficace et respectueux de l'environnement pour la population urbaine

- Le régime de consommation diffère d'une agglomération a une autre selon le nombre d'habitants

Tableau II. 11: les régimes de consommation en fonction nombre d'habitants

Heures	Nombre habitants				
(h)	Moins de 10000	10001à 50000	50001à 100000	Plus de 100000	Agglomeration de type rural
0-1	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

II.8.1 ÉVALUATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE:

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. Pour notre cas on choisit la répartition de type rural :

Tableau II. 12: évaluation de la consommation horaire

Heures	Consommation totale Qmax,j=1014,13 m^3/j		Courbe de la consommation cumulée	
(h)	C_h	M^3/h	C_h	M^3/h
0-1	0,75	7,60	0,75	7,60
1-2	0,75	7,60	1,5	15,21
2-3	1	10,14	2,5	25,35
3-4	1	10,14	3,5	35,49
4-5	3	30,42	6,5	65,91
5-6	5,5	55,77	12	121,69
6-7	5,5	55,77	17,5	177,47
7-8	5,5	55,77	23	233,24
8-9	3,5	35,49	26,5	268,74
9-10	3,5	35,49	30	304,23
10-11	6	60,84	36	365,08
11-12	8,5	86,20	44,5	451,28
12-13	8,5	86,20	53	537,48
13-14	6	60,84	59	598,33
14-15	5	50,70	64	649,04
15-16	5	50,70	69	699,74
16-17	3,5	35,49	72,5	735,24
17-18	3,5	35,49	76	770,73
18-19	6	60,84	82	831,58
19-20	6	60,84	88	892,43
20-21	6	60,84	94	953,28
21-22	3	30,42	97	983,70
22-23	2	20,28	99	1003,98
23-24	1	10,14	100	1014,13
Total	100	1014,13		

D’après le tableau on a :

- **Qmax.h = 86.2 m^3/h**
- **Qmin.h =7.6 m^3/h**

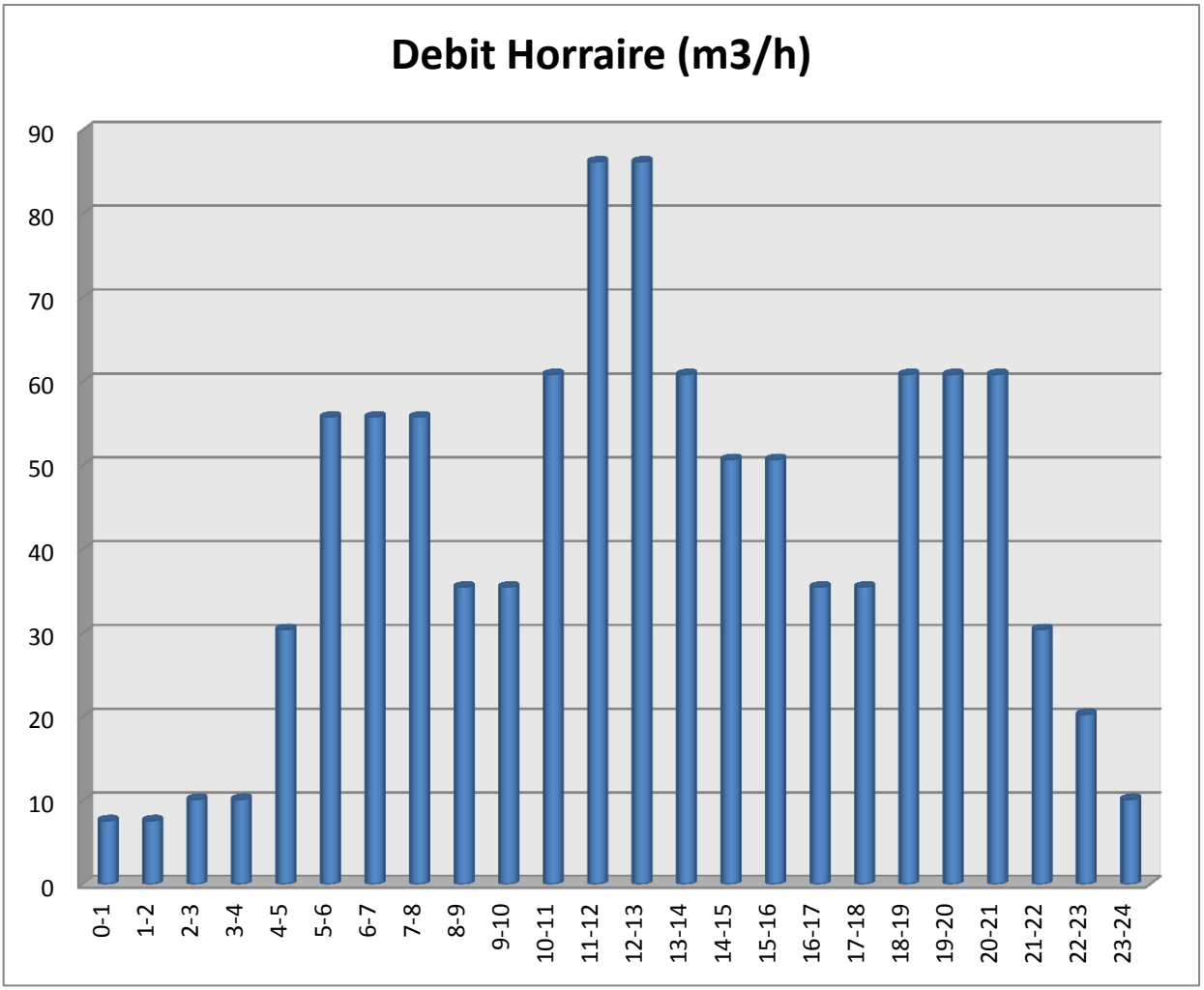


Figure II. 5: Diagramme de consommation horaire

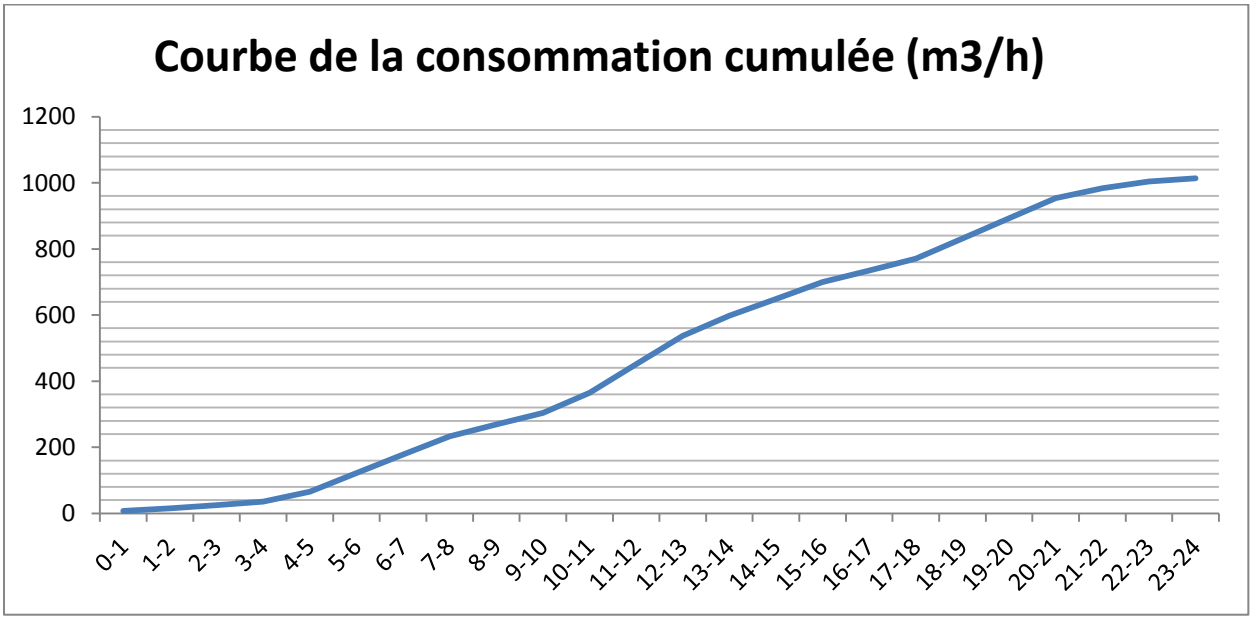


Figure II.6: Diagramme de consommation horaire

II.9 CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons pu évaluer la demande en eau de notre zone d'agglomération et déterminé le débit journalier maximum de 1014,13 m3/jour et le débit journalier minimum de 624,08 m3/jour ainsi que le débit de pointe de 86,20 m3/heure entre 11h et 13h

Tableau II. 13 : comparaison entre le débit de forage et débit maximum journalier

Débit de forage	15 l/s
Débit journalier maximum	11.73 l/s
L'observation	**Suffisant**

CHAPITRE III:

DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

III. INTRODUCTION :

Le réservoir constitue un élément essentiel du système d'alimentation en eau potable, reliant les réseaux d'adduction aux réseaux de distribution. Il peut remplir plusieurs rôles et fonctions importants.

Les réservoirs ont une double fonction. Tout d'abord, ils garantissent la sécurité en cas de défaillance momentanée de la production en stockant de l'eau. Ensuite, ils peuvent également intervenir dans l'exploitation courante en tant que régulateurs de débit et de pression. Grâce aux avancées techniques en matière de pose et de protection automatique des conduites d'adduction et de distribution, les réservoirs d'eau remplissent maintenant les fonctions suivantes :

- ✓ Réservoirs de stockage dans les systèmes de distribution.
- ✓ Bâches de reprise dans les stations de pompage.
- ✓ Réservoirs tampon de régularisation de pression dans les systèmes d'adduction.
- ✓ Réservoirs d'eau traitée au niveau des stations de traitement.
- ✓ Matérialisation des réserves stratégique dans les métropoles.

III.1 ROLE DES RESERVOIRS :

Les réservoirs peuvent remplir plusieurs fonctions importantes dans les systèmes d'alimentation en eau potable, notamment :

- ✓ Emmagasiner et stocker l'eau pendant les heures de faible consommation.
- ✓ Réduire la pression en cas de pression très élevée grâce aux réducteurs de pression.
- ✓ Équilibrer les pressions grâce aux réservoirs d'équilibre qui sont construits à une altitude permettant d'assurer la pression de service aux points défavorisés.
- ✓ Assurer une réserve d'eau pour la lutte contre l'incendie en réservant une partie du volume à cet effet.
- ✓ Assurer la continuité de la distribution en cas d'arrêt de la pompe ou de problèmes d'adduction.
- ✓ Coordonner les deux régimes différents.
- ✓ Réduire les dépenses d'énergie en profitant du coût d'énergie moins cher pendant la nuit.

III.2 EMPLACEMENT DES RESERVOIRS :

Le choix du site pour l'installation d'un réservoir doit respecter à la fois des critères hydrauliques et économiques afin de garantir son bon fonctionnement. Les options peuvent être les suivantes :

- ✓ Implanter le réservoir au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et donc les diamètres nécessaires pour le réseau.
- ✓ Placer le réservoir en altitude pour réduire les diamètres nécessaires. La perte de charge est alors compensée par une pression plus grande.
- ✓ Le radier (fond) du réservoir doit être situé à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique à desservir afin de garantir une distribution optimale de l'eau.

- ✓ En effet, la topographie et la géologie jouent un rôle crucial dans le choix de l'emplacement du réservoir. La topographie peut déterminer l'altitude et l'emplacement du réservoir, tandis que la géologie peut avoir une influence sur la qualité de l'eau et la capacité du sol à supporter la construction du réservoir. La prise en compte de ces facteurs est essentielle pour assurer le bon fonctionnement et la durabilité du réservoir.

- Dans notre cas en placé le réservoir de stockage au niveau de 508 m cote de radier

III.3 CLASSIFICATION DES RESSERVOIRS :

Effectivement, les caractéristiques topographiques de la région, ainsi que les conditions hydrauliques de la distribution, sont des facteurs déterminants pour le choix du type de réservoir à construire. En fonction des conditions de construction, le réservoir peut être

- ✓ **Complètement enterré** : dans ce cas, le réservoir est entièrement situé sous la surface du sol. Cette option peut être appropriée dans les zones où la topographie ne permet pas la construction d'un réservoir surélevé ou semi-enterré.
- ✓ **Semi-enterré :** le réservoir est partiellement enterré sous la surface du sol. Cette option peut être utilisée dans des zones où la topographie est mixte ou lorsque des contraintes spécifiques nécessitent un compromis entre un réservoir complètement enterré et un réservoir surélevé.
- ✓ **Surélevé :** le réservoir est construit en hauteur, généralement sur des supports tels que des piliers ou des tours. Cette option est souvent utilisée dans les zones où la topographie permet une construction en hauteur pour améliorer la pression de l'eau et faciliter la distribution.

En effet, selon leur forme, les réservoirs peuvent être de trois types principaux :

- ✓ **Circulaire :** ce type de réservoir a une forme cylindrique et peut être soit surélevé, soit semi-enterré, soit complètement enterré. Les réservoirs circulaires sont souvent utilisés pour les besoins en eau potable des zones urbaines et périurbaines.
- ✓ **Carré :** ce type de réservoir a une forme carrée et peut également être surélevé, semi-enterré ou complètement enterré. Les réservoirs carrés sont souvent utilisés pour les besoins en eau potable des zones industrielles et commerciales.
- ✓ **Rectangulaire :** ce type de réservoir a une forme rectangulaire et peut également être surélevé, semi-enterré ou complètement enterré. Les réservoirs rectangulaires sont souvent utilisés pour les besoins en eau potable des zones résidentielles et rurales.

Et d'après le matériau de construction les réservoirs peuvent être en :

- ✓ Béton armé.
- ✓ Béton précontrainte.
- ✓ Maçonnerie.

- ✓ Tôles (généralement pour les capacités réduites)

Classification selon l'usage on peut les classer en :

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

III.4 LA HAUTEUR DE RÉSERVOIR :

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économique de la construction toutefois elle ne devrait pas dépasse 6m.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour des réservoirs Petits et moyens.

Tableau III. 1: Relation en la capacité et la hauteur d'eau

Capacité utile (m3)	Hauteur d'eau optimum (m)
Jusqu'à 500	3 à 5
1000	4 à 5
5000	5 à 6

III.5 DETERMINATION DE LA CAPACITE :

Le calcul du volume du réservoir est basé sur l'entrée et la sortie à différents moments de la journée. Cette détermination de la capacité tient compte de la Répartition journalière maximale des débits consommés caractérisée par des coefficients horaires.

III.5.1 METHODE ANALYSTIQUE :

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$Vu = \frac{P(\%) \times Qmax.j}{100} \ (m^3)$$

Avec :

- ✓ Vu: volume utile (m3),
- ✓ P(%): fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.
- ✓ Qmax.j : La consommation maximale journalière (m3/j).

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

$$V_T = V_u + V_{inc}$$

Tel que :

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

III.5.2 LA METHODE GRAPHIQUE :

La méthode graphique prend en compte la consommation totale dérivée des coefficients Variation horaire des courbes de consommation et d'aspiration du débit pompé. La capacité est dérivée de la valeur positive cumulée de la consommation par rapport à la consommation donner.

III.6 CALCULE VOLUME DE RESERVOIR :

le temps de pompage $\frac{Q_{maxj}}{Q_{refoulé}} \times 24 = 20\ h$

Tableau III. 2: calcule de volume de réservoir

Heures	Consommation (%)	Refoulement (%)	Arrivée d'eau au réservoir	Départ d'eau du réservoir	Reste dans le réservoir
0 - 1	0,75	5	4,25	-	-12,75
01-02	0,75	5	4,25	-	-8,5
02-03	1	5	4	-	-4,5
03-04	1	5	4	-	-0,5
04-05	3	5	2	-	1,5
05-06	5,5	5	-	0,5	1
06-07	5,5	5	-	0,5	0,5
07-08	5,5	5	-	0,5	0
08-09	3,5	5	1,5	-	1,5
09-10	3,5	5	1,5	-	3
10-11	6	5	-	1	2
11-12	8,5	5	-	3,5	-1,5

12-13	8,5	5	-	3,5	-5
13-14	6	5	-	1	-6
14-15	5	5	-	-	-6
15-16	5	5	-	-	-6
16-17	3,5	5	1,5	-	-4,5
17-18	3,5	5	1,5	-	-3
18-19	6	5	-	1	-4
19-20	6	5	-	1	-5
20-21	6	0	-	6	-11
21-22	3	0	-	3	-14
22-23	2	0	-	2	-16
23-24	1	0	-	1	-17

D'après le tableau :

- ✓ $P(\%) = \text{Max}\ (|\Delta P +|) + \text{Max}\ (\ |\Delta P -|\ )$
- ✓ $P(\%) = |3| + |-17|$
- ✓ $P(\%) = 20\ \%$

On applique la méthode analytique :

$$Vu = \frac{P(\%) \times Qmax.j}{100}$$

- ✓ V u: capacité d'utiles de réservoir (m3),
- ✓ P%: fraction horaire maximum du débit maximum journalier. (P%= 20 %)
- ✓ Qmax.j: La consommation maximale journalière (1014.13m3/j).

$$Vu = \frac{20 \times 1014.13}{100} = 202\ m^3$$

Alors le volume total de réservoir sera :

VT = Vu + Vinc

Vt = 202 + 120

Vt = 322 m^3

On projeté le volume de réservoir vers 500 m3 car on prend en considération à long terme et la recommandation du maitre de l'ouvrage

Volume Totale = 500 m3

III.7 CALCULE DU DIAMETRE DE RESERVOIR :

La hauteur d'eau recommandée se situe entre 3 et 6 mètres. Toutefois, dans les grands ouvrages, cette hauteur peut atteindre 7 à 8 mètres, ce qui nécessite une détermination précise du diamètre de la cuve. Pour assurer une sécurité supplémentaire, un matelas d'air d'une épaisseur de 0,25 à 1 mètre est aménagé au-dessus du plan d'eau du réservoir. Dans ce cas précis, il est recommandé d'opter pour une hauteur d'eau de 5 mètres

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S_n = \frac{V_n}{H} \quad \Rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{H} \quad \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times H}} = 12 \text{ m}$$

- ✓ V_n : Volume normalisée du réservoir (m^3) ;
- ✓ S : section du réservoir (m^2) ;
- ✓ D : diamètre de la cuve (m) ;
- ✓ h : hauteur utile optimale d'eau (m), = 5

III.8 CALCULE DU HAUTEUR DE LA RESERVE D'INCENDIE :

$$H_{inc} = \frac{4 \times V_n}{\pi \times D^2} \Rightarrow H_{inc} = 1.06\, m$$

III.9 EQUIPEMENT DE RESERVOIR :

Le réservoir doit être équipé de :

- ✓ d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
- ✓ une conduite de départ ou de distribution.
- ✓ une conduite de vidange.
- ✓ une conduite de trop –plein.
- ✓ système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- ✓ Conduit by –passe.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

III.9.1 CONDUITR D'ARRIVEE OU ADDUCTION :

L'adduction est faite par refoulement ou gravitaire qui tend à remplir le réservoir, et selon la qualité de l'eau, la conduite d'arrivée peut avoir plusieurs endroits au niveau du cuve, On distingue différents cas :

- ✓ arrivée par le haut en surverse.
- ✓ arrivée par le fond ou par le bas.

- ✓ arrivée par le haut en conduite noyée.

L'arrivée dans la cuve en siphon noyé (a la partie supérieur de la cuve), ou par le bas placé à L'opposé de la conduite de départ est conseillé afin de provoquer un bon brassage, par Conséquent, le volume d'incendie reste renouvelable pour éviter toute contamination.

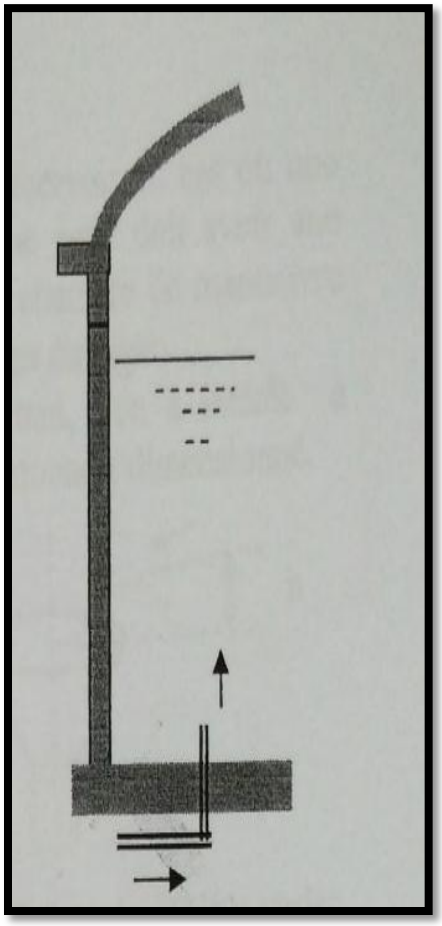


Figure III. 2: arrivée par le fond

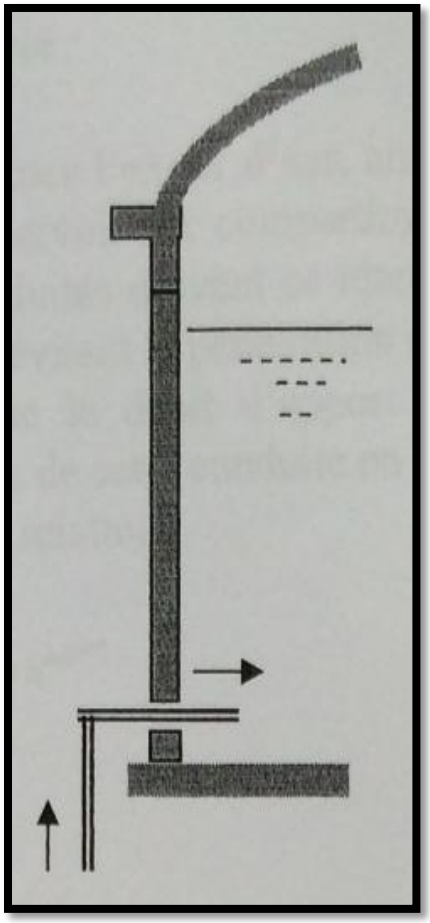


Figure III. 1 : arrivée par le bas

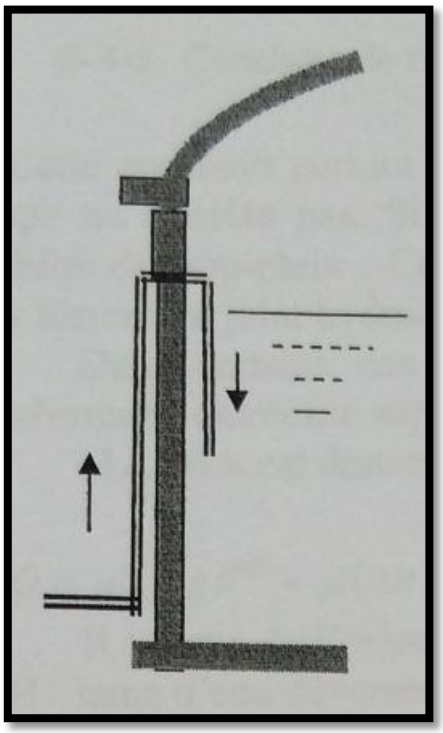


Figure III.3 : arrivée par le haut en conduite noyée

- Dans notre cas on choisit arrivée par le haut

III.9.2 CONDUITE DE DEPART OU DISTRIBUTION :

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15/20 cm) au-dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension (sable / Boue) . L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène De vortex (pénétration d'air dans la conduite).Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permutant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite

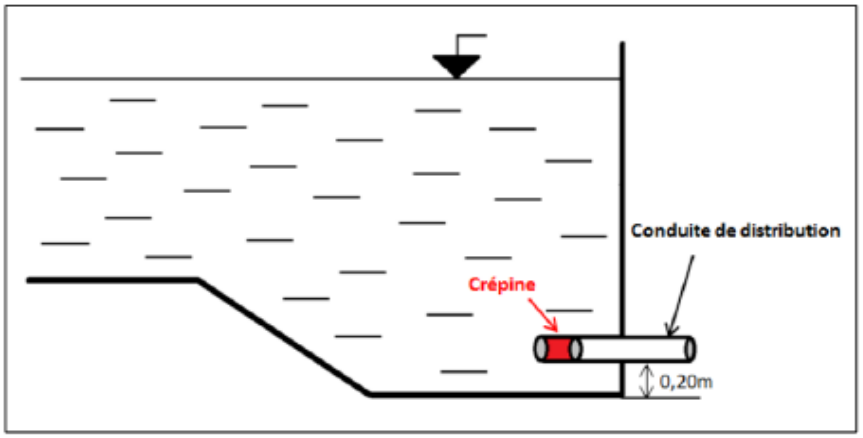


Figure III.4: conduite de distribution

III.9.3 CONDUITE TROP-PLEIN :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant a réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée, l'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation. L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve

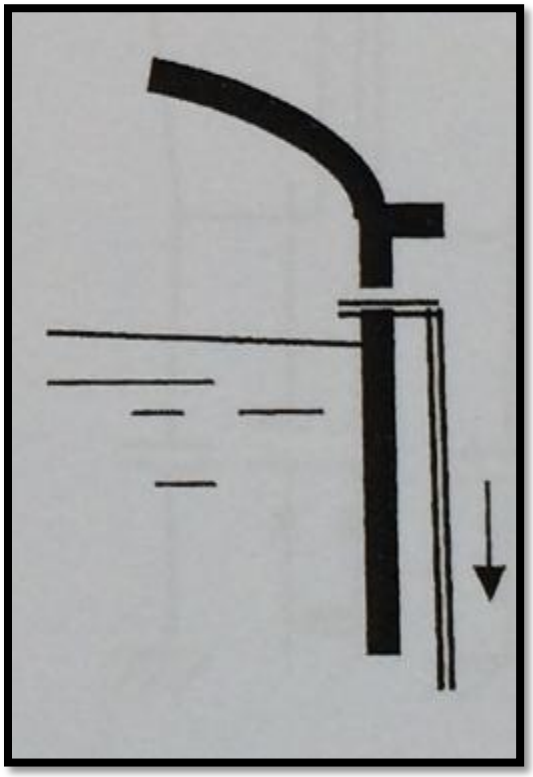


Figure III. 6: pour un faible débit

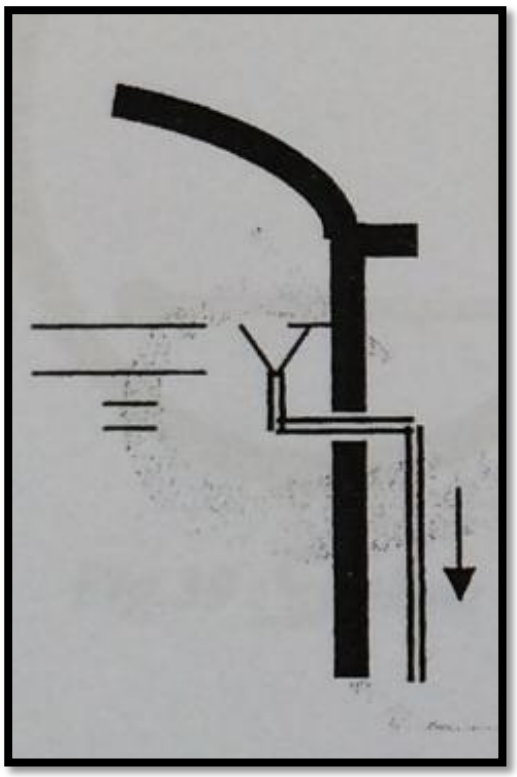


Figure III. 5: pour un débit important

- Dans notre cas on choisit l'installation de figure 6

III.9.4 CONDUITE DE VIANGE :

Elle permet la vidange du château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop –pleine .Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

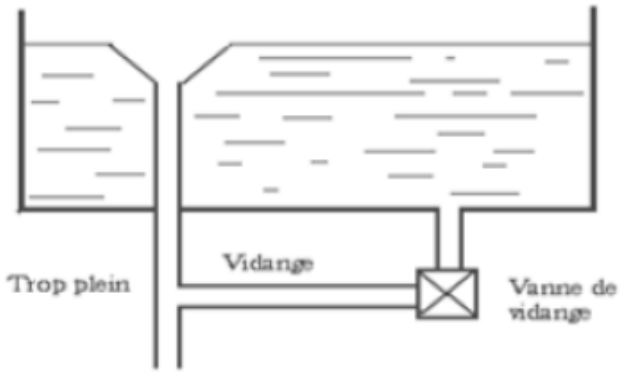


Figure III.7: conduit de vidange

III.9.5 CONDUITE DE BY-PASSE

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

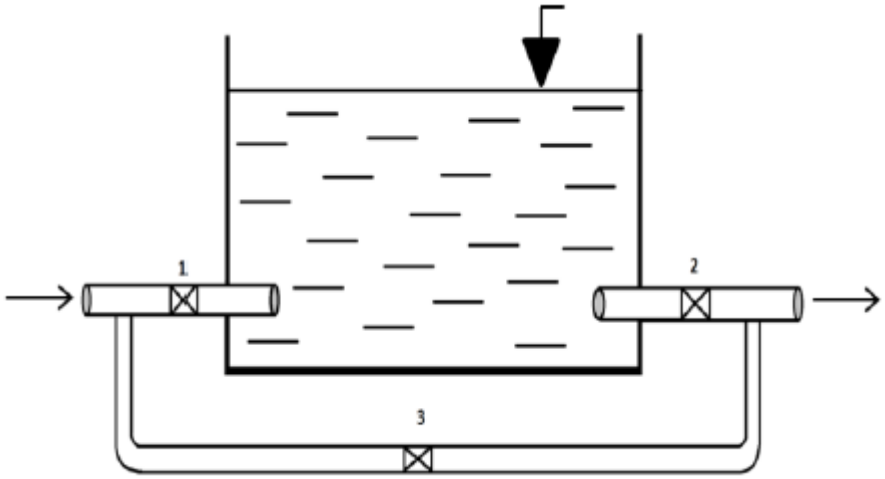


Figure III. 8 : conduite by passe

La communication entre ces deux conduites en marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée
- En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

III.9.6 MATÉRIALISATION DE LA RÉSERVE D'INCENDIE :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (voir fig) représente un système en siphon :

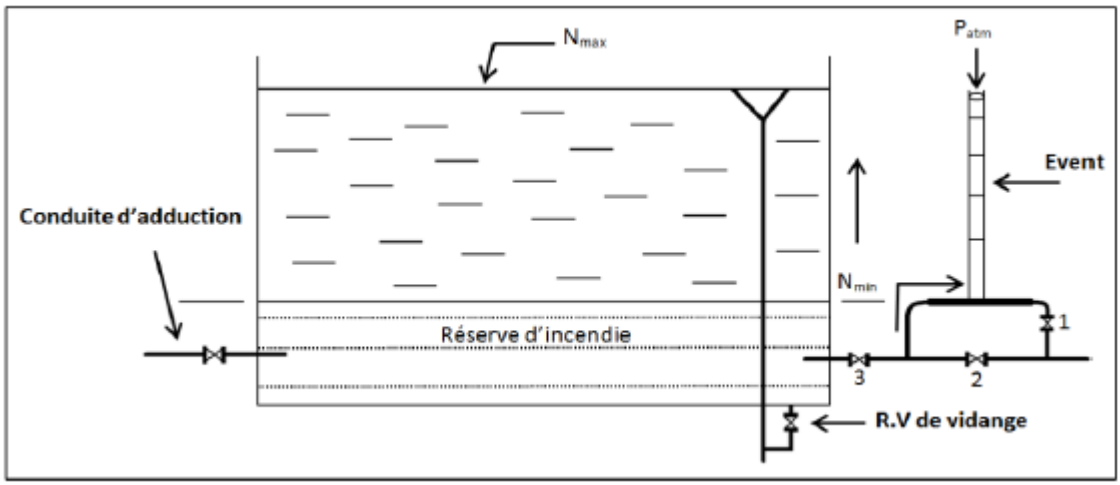


Figure III.9: Matérialisation de la réserve d'incendie

III.10 SYSTEM DE CANALISATION :

a) **Conduites** : la conduite est round avec d'excellentes propriétés mécaniques (déformabilité, résistance à la corrosion).

b) **Coudes et TE** : ils sont placés dans la canalisation ; les coudes permettent un changement de direction et les TE permettent de sortir les canalisations auxiliaires de la canalisation principale.

c) **Vanne** : La vanne est calée au niveau du tube intérieur pour isoler le tronçon de canalisation en cas d'avarie, en sortie du tube initial, permettant l'utilisation d'une vanne papillon (en cas de survitesse) ; utile en cas de vidange rapide.

d) **Vanne à flotteur** : elle maintient le niveau d'eau dans le réservoir à un niveau défini et ferme le tuyau d'entrée lorsque ce niveau est atteint. (la gravité arrive).



Figure III.10: vanne papillons

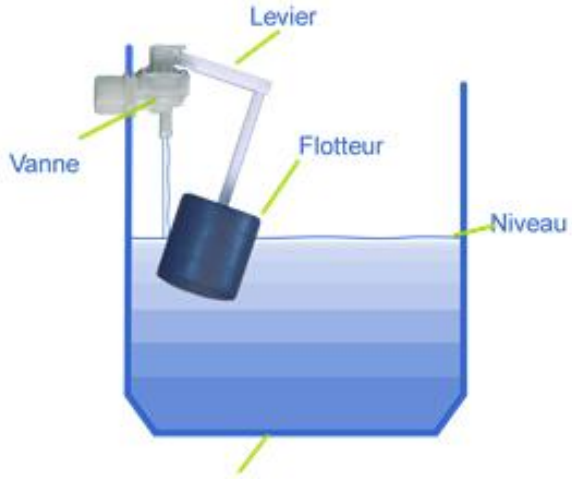


Figure III. 11: vanne flotteur



Figure III. 13: coude



Figure III.12: TE

III.11 PROPOSITION ASSORTIE :

- ✓ Restreint l'afflux de lumière naturelle.
- ✓ Pour limiter l'activité biologique, il est primordial d'avoir une bonne isolation thermique en place, qui empêche toute élévation de température.
- ✓ Afin d'éviter l'infiltration de matériaux extérieurs, il est indispensable de recouvrir les orifices de ventilation de grilles

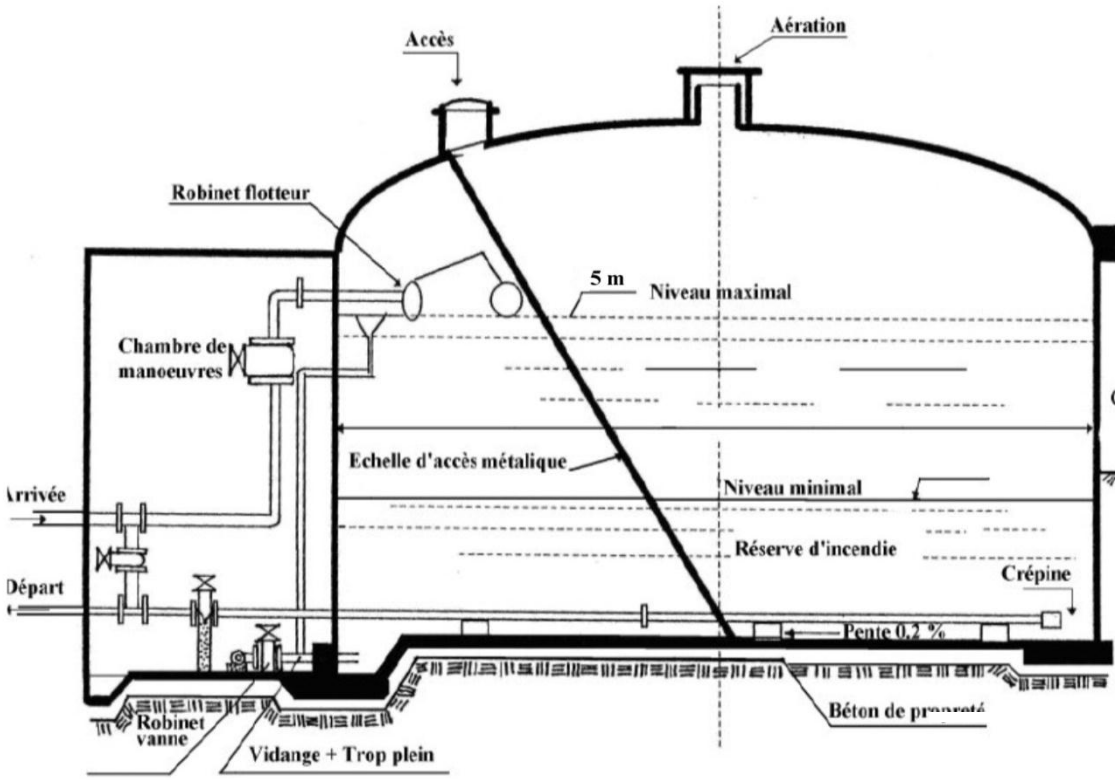


Figure III. 14: Réservoir cylindrique et ces équipements

III.12 CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a déterminé la capacité et le dimensionnement de notre réservoir, qui permet le bon fonctionnement du réseau adduction et garantissant L'alimentation en eau potable des localités au cours de la journée, Le tableau suivant résume les caractéristiques :

Tableau III. 3 : résume les caractéristiques du réservoir

Paramètre	**Valeur**
Capacité du réservoir	500 m³
Profondeur maximale	5 m
Diamètre	12 m
Hauteur de la cuve	6 m
Type de revêtement intérieur	En Béton
Type de revêtement extérieur	En Béton
Matériau de construction	Béton armé
Taux de remplissage Totale	9 Heure
Source d'alimentation en eau	FORAGE existant
Cote de radier	508 m
Durée de pompage	20 Heure

CHAPITRE IV:
ETUDE DE L'ADDUCTION

IV. INTRODUCTION :

L'objet de ce chapitre est de développer un schéma d'alimentation en eau des réservoirs de distribution dans les centres urbains mentionnés ci-dessus. Ce chapitre sera accompagné de tables de calcul, ainsi que d'un profil topographique naturel du tracé et d'un profil en long de l'ensemble de l'adduction. L'objectif recherché dans ce chapitre était d'établir un tracé qui s'étendrait aux propositions de pose habituelles et permettrait l'aménagement le plus approprié, compte tenu du caractère très accidenté du terrain de la zone d'étude. Les ouvrages hydrauliques tels que les réservoirs tampons, les brise-lames et les stations de pompage seront conçus pour acheminer l'eau vers les différents réservoirs centraux dans des conditions de pression et de vitesse optimales ; en maximisant les conditions fournies par les fichiers de configuration des différents tracés de section.

IV.1 TYPE D'ADDUCTION :

Il existe trois types d'adduction :

IV.1.1 ADDUCTION GRAVITAIRE :

Dans ce cas, la source est située au-dessus du niveau d'eau du réservoir, Le flux est sous l'action de toute force extérieure qui lui sera appliquée, mais il est Affecté par la pente et la gravité. L'adduction gravitationnelle se produit également Lorsque le réservoir intermédiaire reçoit initialement l'eau de décharge A travers les végétaux, dans un second temps l'eau s'écoule par gravité vers l'agglomération, située au niveau inférieur. Cette disposition ordonne La configuration de la maison ou la conception de l'installation qui constitue l'adduction Gravité de décharge mixte. L'alimentation gravitaire se fait par aqueduc ou conduite forcée. Avec Aqueduc, qui attire l'écoulement libre de l'eau, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente et la gravité, qui est généralement uniforme sur l'ensemble du parcours, nous étudierons cela pour pouvoir passer le trafic requis

IV.1.2 ADDUCTION PAR REFOULEMENT

En adduction par refoulement, le bassin versant est situé plus bas que le réservoir d'alimentation L'eau du captage est remontée par une station de pompage dans ce drain. Lors de l'installation de conduites sous pression, certaines conditions techniques et économiques doivent être respectées. Tout d'abord, il est important de rechercher un profil longitudinal le plus régulier possible, en construisant de préférence toujours la pente dans le même sens vers le ballon tampon.

En effet, il faut éviter la contre pente à hauteur du point haut ainsi formé, en fonctionnement, il peut être plus ou moins difficile d'échapper à la restriction de l'air.

Le tracé en plan sera planifié en prenant en compte la possibilité de réaliser un profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts pour éviter les butées importantes. Il se peut que cela nécessite un parcours qui ne suit pas les accotements de routes et l'acquisition de terrains particuliers pourrait être nécessaire.

Dans un souci d'économie pour le projet, il sera envisagé de combiner le meilleur profil en long avec le tracé en plan le plus court. Cela permettra de réduire les coûts d'investissement et d'exploitation de la station car les pertes de charge, la hauteur d'élévation et donc l'énergie consommée augmentent avec la longueur.

Il est important de noter que la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées sur le plan économique. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus la perte de charge sera grande, ce qui nécessitera un moteur d'entraînement plus puissant et donc une consommation d'énergie plus importante.

IV.1.3 ADDUCTION MIXTE

Combine les deux types d'Adductions Gravitaire et par Refoulement.il peut être gravitaire refoulement comme peut être refoulement gravitaire

IV.2 CHOIX DE TRACER :

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certaines exigences que nous essaierons de respecter.

- ✓ Le trajet entre le forage et (le barrage ou le réservoir de stockage) doit être le plus court possible à travers le réseau économique ;
- ✓ Aux points hauts du parcours, il peut y avoir de l'air difficile à évacuer, nécessitant des ventouses, il faut donc éviter au maximum les contreforts ;
- ✓ Évitez autant que possible de traverser les zones forestières et les rivières, les routes et les voies ferrées afin de minimiser les coûts du projet.
- ✓ Rouler de préférence le long de l'accotement pour faciliter le transport des ouvrages et matériaux;
- ✓ Examiner les conditions de réalisation de cette conduite d'un point de vue technique et économique.
- ✓ Évitez les terrains agressifs.



Figure IV. 1 : choix de tracé

- La longueur de tracé choisit est de 1400 ml

IV.3 CHOIX TYPE DE CONDUITE :

Pour sélectionner les types de conduites les plus adaptés, il convient de prendre en compte différents facteurs économiques et techniques, notamment :

- ✓ Le diamètre requis ;
- ✓ Les pressions que les conduites devront supporter ;
- ✓ Les conditions d'installation (par exemple, en surface ou en sous-sol) ;
- ✓ Le revêtement (par exemple, en acier, en PVC ou en béton) ;
- ✓ La disponibilité sur le marché des matériaux choisis ;
- ✓ Le prix unitaire des différents types de conduites ;
- ✓ Les caractéristiques du sol sur lequel les conduites seront installées ;
- ✓ Le coût du transport des matériaux qui reste un paramètre important à prendre en compte ;
- ✓ La facilité d'entretien et de mise en service des conduites choisies.

On a choisi un matériau de type PEHD

IV.4 ASSEMBLAGE DES CONDUITES :

L'assemblage De PEHD se fait par 3 techniques :

IV.4.1 ELECTRO SOUDAGE :

Les raccords électro-soudables sont équipés d'un fil résistant incorporé près de la surface, qui entrera en contact avec le tube une fois assemblé. Des bornes situées en dehors de la zone de soudage permettent de connecter cette résistance à une source d'énergie (voir Figure °V.1).

Après avoir gratté, nettoyé et positionné les pièces à relier, une tension est appliquée aux bornes de raccordement.

La dissipation de la puissance électrique par effet joule entraîne la fusion en surface des deux pièces à assembler.

Un mélange étroit entre les matériaux en polyéthylène (PE) du tube et du raccord assure la cohésion ainsi qu'une étanchéité parfaite entre le raccord et le tube



Figure IV. 2: Les moyens de raccords électro soudables

IV.4.2 SOUDAGE BOUT A BOUT :

La technique du soudage bout à bout par élément chauffant est employée pour assembler des tubes et des raccords en polyéthylène (PE) ayant des épaisseurs similaires et des indices de fluidité compatibles (compris entre 0,2 et 1,3 g/10 min). Cette méthode implique de chauffer les extrémités des tubes et/ou des raccords à la température adéquate à l'aide d'un dispositif chauffant, également appelé miroir (voir Fig.).

Après que l'outil chauffant a été retiré, les parties plastifiées des extrémités sont mises en contact et maintenues sous pression l'une contre l'autre pendant toute la durée du cycle de refroidissement. Une exécution correcte de ce processus de soudage bout à bout permet de rétablir de manière précise la continuité de la canalisation, tout en préservant une résistance mécanique équivalente (voir Fig).

Il convient de noter que le soudage bout à bout ne peut être réalisé que pour des diamètres supérieurs ou égaux à 90 mm, Les schémas suivants illustrent les différentes étapes de cette technique de soudage bout à bout.

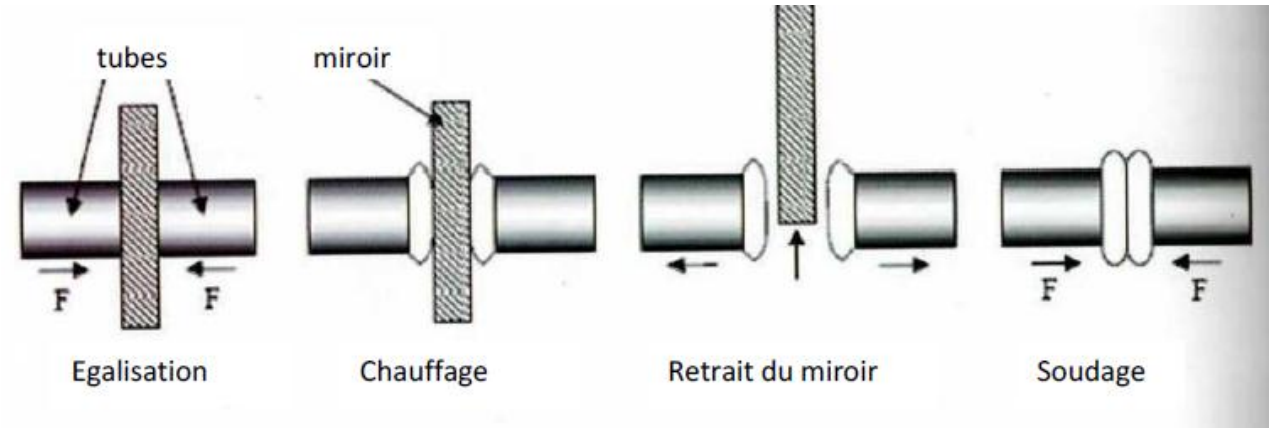


Figure IV. 3: les étapes de soudage



Figure IV. 4: les outils et la forme de soudure

IV.4.3 RACCORDEMENT MECANIQUE :

Les raccords en question sont fabriqués à partir de matériaux qui peuvent être soit plastiques, soit métalliques. Ils sont disponibles à partir du diamètre nominal DN63 et sont également proposés dans des diamètres plus grands. Leur principal domaine d'utilisation est le raccordement, notamment dans le contexte de la distribution d'eau potable.

Après avoir coupé le tube à la longueur voulue, enlevé les éventuelles bavures et réalisé un chanfrein à son extrémité, l'assemblage s'effectue simplement en emboîtant le raccord sur le tube et en le serrant.

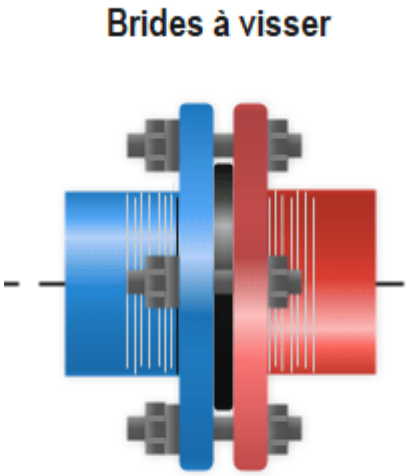


Figure IV. 5: Raccordement des tubes PEHD aux matériaux traditionnels

IV.5 CALCUL DE DIAMETRE ECONOMIQUES DES CONDUITES DE REFOULEMENTS :

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

1. Formule de BRESSE :

$$Dec = 1.5\sqrt{Q}$$

2. Formule de BONNIN :

$$Dec = \sqrt{Q}$$

3. Formule de MUNIER :

$$Dec = (1 + 0.02n)\sqrt{Q}$$

Avec :

- n = nombre d'heures de pompage
- Q = débit en m³/s.

4. Formule de VUIBERT : (conduites en fonte)

$$\boldsymbol{Dec = 1.547 . \left(\frac{e}{f}\right)^{0.154} . Q^{0.46}} \quad \text{(Pompage continu)}$$

$$\boldsymbol{Dec = 1.35 . \left(\frac{e}{f}\right)^{0.154} . Q^{0.46}} \quad \text{(Pompage de 10h/24h)}$$

Avec :

- e= prix du kWh d'énergie.
- f= prix du Kg de fonte.

Remarque :

Puisque ces deux formules (**BRESSE, BONNIN**) ne prennent que le débit et un coefficient économique (1,5 ou 1) comme paramètres influant sur le diamètre, on ne peut pas les utiliser sans connaître une erreur sur son évaluation. Et la formule de (**VUIBERT**) ne peut pas être utilisée dans notre cas, vu que la canalisation est en PEHD. Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part Les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitation

- Pertes de charges :

Nous avons des pertes de charges linéaires et des pertes de charges singulières.

Le gradient de pertes de charges est calculé par la formule de DARCY – WEIBACH.

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

Avec

- ΔH : gradient de pertes de charges
- Q : le débit véhiculé (m3/s)
- G : accélération de la pesanteur g = 9,81 m/s²
- D : diamètre (m)
- λ : Coefficient de frottement. = 0.02 (considérant un régime turbulent rugueux)

Le calcul du coefficient de frottement dépend du régime de l'écoulement :

-En régime turbulent rugueux nous utilisons la formule de NIKURADZE

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

-En régime transitoire nous utilisons la formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log(\frac{\varepsilon}{3.7 \times D} + \frac{251}{Re \times \sqrt{\lambda}})$$

ε : Rugosité absolue en (m)

Re : Nombre de Reynold

$$Re = \frac{4 \times Q}{\pi \times v \times D}$$

- Perte de charge total = Perte de charge linéaire + Perte de charge singulière

Tel Que :

- Perte de charge singulière = 15% Perte de charge linéaire

Une fois que la perte de charge totale a été déterminée, il est possible d'utiliser la formule précédente pour calculer le diamètre économique. .

IV.6 FRAIS D'AMORTISSEMENT:

L'augmentation de la taille de la canalisation entraîne une augmentation des coûts. Il est important de considérer l'annuité d'amortissement (A) qui permet de rembourser un capital investi (i) sur une période correspondant généralement à la durée de vie du matériel , Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

Fam = Prc * A

Prc : Coût de la conduite en (DA) (coût de la canalisation et coût du tassement par mètre linéaire).

A : Amortissement annuel. Il est calculé selon la formule suivante :

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

Avec :

- i : taux d'annuité (8% en Algérie).
- n : nombre d'années d'amortissement (30 ans).

Donc le Coefficient d'amortissement :

A= 0.0888

Les résultats de calcul du frais d'amortissement sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : calcule du frais d'amortissement

Diamètre (mm) Di	Prix au M.L de conduite (DA)	Longueur L de conduite (m)	Prix total de la conduite (DA)	Coefficient d'amortissement	Amortissement (DA)
90	533.00	1400	746200	0.0888	67158
110	791.00	1400	1107400	0.0888	99666
125	1 024.00	1400	1433600	0.0888	129024
160	1 674.00	1400	2343600	0.0888	210924
200	1 850.00	1400	2590000	0,0888	229992
250	2 015.00	1400	2821000	0,0888	250504,8

IV.7 FRAIS D'EXPLOITATION:

Pour calculer la hauteur manométrique totale (HMT) de chaque canalisation D1, D2, ..., Dn, il est nécessaire de déterminer en premier lieu les pertes de charge (ΔH) qui se produisent dans ces canalisations. La hauteur géométrique (Hg) est utilisée pour obtenir la HMT correspondant à chaque canalisation. Les pertes de charge sur l'aspiration sont généralement négligées. Étant donné que le débit Q de refoulement est constant, il est possible de dresser le tableau suivant :

Remarque :

- Pour le calcul des pertes de charge, on a introduit le diamètre intérieur de la conduite.
- les pertes de charge singulières ont été estimées à 15% des pertes de charges linéaires

- Calcul de la hauteur d'élévation :

On a la relation suivant :

$$Hmt = H_{gmoy} + \Delta HT + P_{ex}$$

Tel que :

- $\Delta HT = \Delta Hlin + \Delta Hsing$
- $\Delta Hlin$: perte de charge linéaire.
- $\Delta Hsing$: perte de charge singulière (10% $\Delta Hlin$).
- P_{ex} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur) = 1.5 Bar

$$\Delta H = 1.1 \times \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

On a aussi :

$$Hg = (Ctp - Cp) = (513\text{-}424) = 88 \text{ m.}$$

Avec :

- Ctp : la cote du trop-plein Du réservoir
- Cp : Cote axe de pompe.

*Les résultats de calcul de la hauteur manométrique totale sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 : calcul de la hauteur manométrique totale

Diamètre (mm)	Gradient J de Pdc	Longueur équivalente totale de la conduite(m)	Pdc totale ΔH (m)	Hmt=Hg+ ΔH+15 (m)
90	0,063	1400	88,24	191,24
110	0,023	1400	32,35	135,35
125	0,012	1400	17,07	120,07
160	0,004	1400	4,97	107,97
200	0,001	1400	1,4	104,4
250	0,0003	1400	0,42	103,42

- Les résultats du calcul de la consommation électrique en KWH et le prix d'exploitation sont donnés dans le Tableau suivant :

La puissance fournie à pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g.Q.Hmt}{\eta}$$

η: rendement de la pompe en (%) (n=75%)

Q: débit refoulé par la pompe en (m3/s)

g: pesanteur (9.81 m/s2)

Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [Kwh]}$$

t : désigne le nombre d'heures /jour de fonctionnement de la pompe (**20 heures**).

P: puissance de la pompe en (kW)

Tableau IV. 3 : consommation en KWH et prix de l'exploitation

Diamètre Di (mm)	Hmt (m)	$P = \frac{g.Q.Hmt}{\eta}$	KWh annuel N.t.365	Prix du KWH (DA)	Prix de l'énergie (DA)
90	191,24	37,52	164337,6	5,231	859650
110	135,35	26,56	116332,8	5,231	608537
125	120,07	23,56	103192,8	5,231	539802
160	107,97	21,18	92785	5,231	485358
200	104.4	20.48	92785	5,231	469233
250	103,42	20.29	92785	5,231	464880

IV.8 BILAN :

Le processus de sélection du diamètre le plus économique consiste à additionner le frais d'amortissement et les frais d'exploitation (Ti) pour chaque diamètre Di. Le diamètre qui correspond au total Ti le plus bas est considéré comme le plus économique.

Ci-dessous, vous trouverez un tableau présentant les valeurs de Ti (bilan) pour chaque diamètre Di qui ont été calculées :

Tableau IV. 4 : bilan de comparaison entre les frais totale en fonction de diamètres

Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	Amortissement (DA)	Exploitation (DA)	Totaux (T) (DA)
90	2,4	67158	859679	926 837
110	1,6	99666	608438	708 104
125	**1,2**	**129024**	**539750**	**668 774**
160	0,7	210924	485357	696 281
200	0.47	229992	469233	699225
250	0.3	250504,8	464880	715384,8

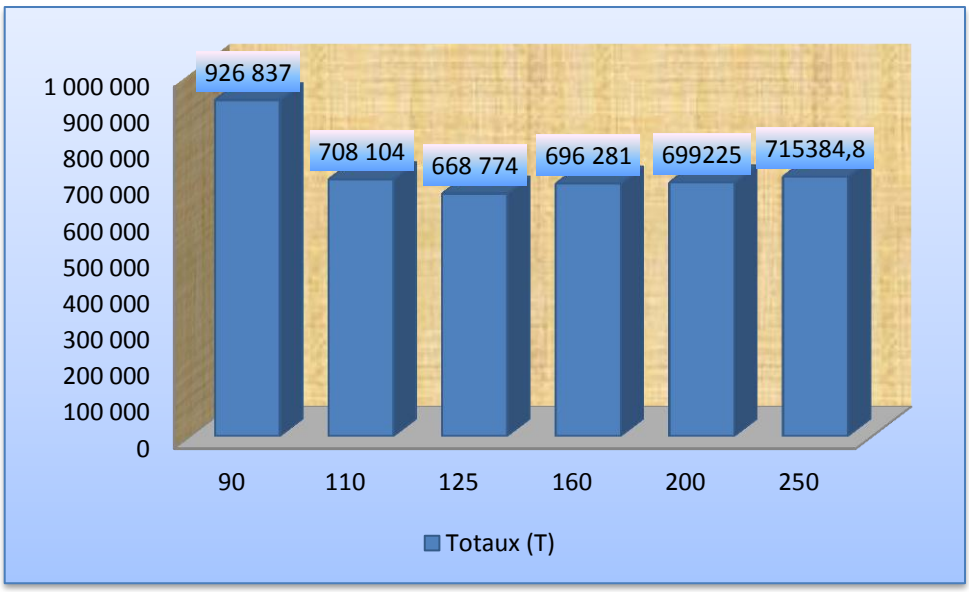


Figure IV. 6: diagramme des frais total en fonction des diamètres

Donc le diamètre économique correspond au cout total minimal.

- Déc = 125mm avec une vitesse moyenne de 1.2m/s

IV.9 CONCLUSION :

Tous d'abord on doit respecter les conditions de projet. On a toujours prend en considération le dimensionnements le plus économique.

Tableau IV. 5 résume sur les caractéristiques de l'adduction

Paramètre	Unité de Mesure
Débit de refoulement	15 l/s
Hauteur manométrique totale (HMT)	120 m
Perte de charge (ΔH)	17.07 m
Cote de l'axe de pompage	420 m
Diamètre des canalisations	125 mm
Longueur de l'adduction	1400 m
La puissance Absorbé par la pompe	23.56 KW
Matériaux de Canalisation	PEHD PN16
Coûts de réalisation	668 774 DA

CHAPITRE V :

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION

V. INTRODUCTION

Le système de distribution représente un moyen pour répondre aux besoins des consommateurs en eau potable en utilisant les réserves stockées dans un réservoir. Après avoir évalué les exigences en eau de notre région, nous sélectionnons le type de réseau approprié à notre zone d'étude ainsi que les diamètres de chaque segment, garantissant ainsi un débit optimal tout en maintenant une pression conforme aux normes de service

V.1 LES DIFFÉRENTS TYPES DE RÉSEAU :

Il existe deux types de réseaux :

- ✓ Réseau ramifié.
- ✓ Réseau maillé.
- ✓ Réseau mixte

V.1.1 LE RÉSEAU RAMIFIÉ

Le réseau ramifié se compose d'une conduite principale à laquelle sont raccordées des conduites secondaires (ou branches) à intervalles réguliers. Cela forme une structure en forme d'arbre. Contrairement au réseau maillé, ce type de réseau ne permet pas une redistribution de l'eau en cas de panne. Ainsi, si un problème survient sur la conduite principale, toute la population en aval pourrait être privée d'eau. Ce type de réseau est généralement mis en place dans les petites agglomérations et les zones rurales. Il présente l'avantage d'être moins coûteux que le réseau maillé.

V.1.2 LE RÉSEAU MAILLÉ :

Un réseau maillé est constitué de conduites disposées de manière à former une ou plusieurs boucles fermées en suivant leur agencement. À la différence des réseaux ramifiés, un réseau maillé offre la capacité de réacheminer l'eau en cas de panne d'une section. En actionnant simplement les vannes appropriées, il est possible d'isoler la portion endommagée tout en maintenant l'approvisionnement des utilisateurs en aval. Ce type de réseau est généralement mis en place dans les zones urbaines et il est de plus en plus adopté dans les agglomérations rurales, souvent associé aux réseaux ramifiés pour former un réseau combiné.

V.1.3 LE RÉSEAU MIXTE :

Un réseau est qualifié de mixte (combinant des schémas ramifiés et maillés) lorsqu'il est formé par une combinaison de sections ramifiées et de sections maillées. Ce schéma est fréquemment employé pour approvisionner en eau les quartiers périphériques d'une ville. Dans ce cas, les ramifications du réseau s'étendent depuis les principales artères situées au centre urbain

N.B :

- ✓ En cas de variation significative de niveau topographique, une séparation entre la zone haute et la zone basse est effectuée au moyen d'un réservoir réducteur de pression ou utilisé des vanne de réduction de pression. Cela permet de réduire la pression aux points les plus bas.

En abstract, la topographique BELAAFIA caractérisé par des fortes pentes alors on doit utiliser un réseau ramifie

V.2 CONCEPTION D'UN RÉSEAU:

Lors de la conception d'un réseau de distribution, plusieurs facteurs doivent être pris en compte :

- ✓ La localisation des quartiers résidentiels
- ✓ La position des grands consommateurs, tels que les usines
- ✓ La topographie du terrain
- ✓ La priorité d'offrir un service fiable et précis.

V.3 CHOIX DE MATÉRIAUX DE LA CONDUITE :

Plusieurs éléments influencent la sélection du matériau adéquat pour les canalisations, dont la pression qu'elles doivent supporter, l'agressivité de l'eau et du sol, les coûts des conduites et de leurs composants, entre autres. Il existe une variété de matériaux utilisés pour les canalisations.

Une conduite est formée en assemblant plusieurs tuyaux, parmi lesquels on retrouve :

- ✓ Les tuyaux métalliques : fonte ductile, fonte grise, acier soudable ;
- ✓ Les tuyaux à base de ciment : béton armé, amiante-ciment, béton précontraint ;
- ✓ Les tuyaux en matière thermoplastique : PVC, PEHD (polyéthylène haute densité).

Plusieurs critères guident le choix du type de conduite :

- ✓ Le diamètre économique ;
- ✓ La pression de l'eau ;
- ✓ Les pertes de charge ;
- ✓ La nature du terrain ;
- ✓ Le coût et la disponibilité sur le marché ;
- ✓ Les caractéristiques de pose.

Pour notre système de distribution, nous recommandons l'utilisation de conduites en PEHD. Ces conduites présentent une variété de propriétés et d'avantages, notamment :

- ✓ Facilité de pose grâce à une grande flexibilité ;
- ✓ Durée de vie minimale de 50 ans ;
- ✓ Bonne élasticité ;
- ✓ Stabilité de tension et résistance à la tension ;

- ✓ Résistance satisfaisante aux hautes températures (jusqu'à 90°C) ;
- ✓ Possibilité d'étirer la conduite jusqu'à 3 fois sa longueur avant d'atteindre sa limite de rupture.

V.4 DÉTERMINATION DES DÉBITS

V.4.1 LE DÉBIT EN ROUTE

Il est défini comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$\sum \mathbf{Q}r = \sum \mathbf{Q}cons - \sum \mathbf{Q}conc$$

Avec :

- ✓ $\sum \mathbf{Q}r$: Le débit route global
- ✓ $\sum \mathbf{Q}cons$: le débit consommé
- ✓ $\sum \mathbf{Q}conc$: Somme de débits concentrés

On a $\sum Qconc = 0$ donc :

$$\sum \mathbf{Q}r = \sum \mathbf{Q}cons = 86{,}20\ m^3/heure = 23{,}9\ l/s$$

V.4.2 LE DÉBIT SPÉCIFIQUE

Le débit spécifique est le rapport du débit route sur la longueur totale des canalisations du réseau, Ce débit est reparti uniformément le long d'un réseau, il est déduit avec la relation Suivante :

$$Qsp = \frac{\sum Qr}{\sum Li}$$

Avec :

- ✓ Qsp : Débit spécifique (l/s/m)
- ✓ $\sum Li$: la somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

V.4.3 LE DÉBIT AU NŒUD

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, le calcul de ce débit s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon il doit être déterminé à partir de la relation suivante :

$$Qn, i = 0.5\sum Q(ri - k) + \sum Qconc$$

Avec :

- ✓ Qn, i : débit au noeud (i).
- ✓ $\sum Qri - k$: somme des débits route des tronçons reliés au noeud (i).
- ✓ $\sum Qconc$: somme des débits concentrés au noeud.

N.B :

Le dimensionnement de réseau de distribution se fait en deux cas : cas de pointe e en t cas de pointe + incendie.

V.5 CALCULE DE DEBIT :

V.5.1 CAS DE POINTE :

Le débit de pointe est déterminé à partir du tableau de variation des débits horaires entre 11h et 13h

Nous avons :

- Q maxh = 86,20 m3/heure = 23.9 l/s et Qconc = 0 l/s

Donc :

- Qroute = Qmaxh = 23.9 l/s

Tableau V.1 : représentation de débit et longueur des conduites

Heure de pointe 11-12	Qcons = 23.9 l/s
	Qconc = 0 (pas usine)
	Qroute =23.9 l/s
	L = 6642.19 m
	Qsp = 0,0035982 l/s/ml

- Calcul des débits aux nœuds en cas de pointe

Tableau V.2 : présentation des débits nodaux en cas de pointe

NOUED	tronçon app	Longueur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr(l/s)	Qn (l/s)
1	1 - R	12,4	0	0	0,37
	1 – 2	65	0,0034781	0,23	
	1 – 3	147	0,0034781	0,51	
2	2 – 1	65	0,0034781	0,23	0,11
3	3 – 1	147	0,0034781	0,51	0,37
	3 – 4	34,5	0,0034781	0,12	
	03 – 5	31	0,0034781	0,11	
4	4 – 3	34,5	0,0034781	0,12	0,28
	4 – 54	78	0,0034781	0,27	

	4 – 6	49	0,0034781	0,17	
5	5 – 3	31	0,0034781	0,11	0,05
6	6 – 4	49	0,0034781	0,17	0,28
	6 – 7	37	0,0034781	0,13	
	6 – 8	77	0,0034781	0,27	
7	7 – 6	37	0,0034781	0,13	0,24
	7 – 52	38	0,0034781	0,13	
	7 – 53	63	0,0034781	0,22	
8	8 – 6	77	0,0034781	0,27	0,55
	8 – 9	105	0,0034781	0,37	
	8 – 10	135	0,0034781	0,47	
9	9 – 8	105	0,0034781	0,37	0,18
10	10 – 8	135	0,0034781	0,47	0,96
	10 – 11	269	0,0034781	0,94	
	10 – 12	150	0,0034781	0,52	
11	11 – 10	269	0,0034781	0,94	0,82
	11 – 13	83	0,0034781	0,29	
	11 – 14	120	0,0034781	0,42	
12	12 – 10	150	0,0034781	0,52	0,26
13	13 – 11	83	0,0034781	0,29	0,14
14	14 – 11	120	0,0034781	0,42	0,74
	14 – 15	260	0,0034781	0,90	
	14 - 16	44	0,0034781	0,15	
15	15 – 14	260	0,0034781	0,90	0,45

16	16 – 14	44	0,0034781	0,15	0,29
	16 – 17	88	0,0034781	0,31	
	16 - 18	35	0,0034781	0,12	
17	17 - 16	88	0,0034781	0,31	0,15
18	18 – 16	35	0,0034781	0,12	0,22
	18 – 19	40	0,0034781	0,14	
	18 - 20	54	0,0034781	0,19	
19	19 - 18	40	0,0034781	0,14	0,07
20	20 – 18	54	0,0034781	0,19	0,19
	20 – 21	25	0,0034781	0,09	
	20 – 22	30	0,0034781	0,10	
21	21 – 20	25	0,0034781	0,09	0,78
	21 - 23	305	0,0034781	1,06	
	21 - 24	121	0,0034781	0,42	
22	22 - 20	30	0,0034781	0,10	0,06
23	23 – 21	305	0,0034781	1,06	0,54
24	24 – 21	121	0,0034781	0,42	0,34
	24 – 25	60	0,0034781	0,21	
	24 - 26	14	0,0034781	0,05	
25	25 – 24	60	0,0034781	0,21	0,11
26	26 – 24	14	0,0034781	0,05	0,19
	26 – 27	35	0,0034781	0,12	
	26 - 34	61	0,0034781	0,21	
27	27 - 26	35	0,0034781	0,12	0,31
	27 – 28	100	0,0034781	0,35	
	27 - 29	46	0,0034781	0,16	
28	28 – 27	100	0,0034781	0,35	0,18
29	29 – 27	46	0,0034781	0,16	0,57

	29 – 30	235	0,0034781	0,82	
	29 - 31	48	0,0034781	0,17	
30	30 – 29	235	0,0034781	0,82	0,41
31	31 - 29	48	0,0034781	0,17	0,36
	31 – 32	35	0,0034781	0,12	
	31 – 33	126	0,0034781	0,44	
32	32 – 31	35	0,0034781	0,12	0,06
33	33 – 31	126	0,0034781	0,44	0,22
34	34 – 26	61	0,0034781	0,21	0,87
	34 – 35	61	0,0034781	0,21	
	34 - 45	380	0,0034781	1,32	
35	34 – 35	61	0,0034781	0,21	0,11
36	36 – 37	68	0,0034781	0,24	0,31
	36 – 38	112	0,0034781	0,39	
37	37 – 36	68	0,0034781	0,24	0,12
38	38 – 36	112	0,0034781	0,39	0,59
	38 – 39	35	0,0034781	0,12	
	38 – 40	190	0,0034781	0,66	
39	39 – 38	35	0,0034781	0,12	0,06
40	40 – 38	190	0,0034781	0,66	2,82
	40 – 41	41	0,0034781	0,14	
	40 – 42	642	0,0034781	2,23	
	40 – 45	750	0,0034781	2,61	
41	41 - 40	41	0,0034781	0,14	0,07
42	42 – 40	642	0,0034781	2,23	1,58
	42 – 43	100	0,0034781	0,35	
	42 - 44	166	0,0034781	0,58	
43	43 - 42	100	0,0034781	0,35	0,18
44	44 - 42	166	0,0034781	0,58	0,29
45	45 – 40	750	0,0034781	2,61	2,46 + 17
	45 – 47	119	0,0034781	0,41	
	45-34	380	0,0034781	1,32	
	45 – 51	163	0,0034781	0,57	
46	46 – 51	163	0,0034781	0,57	0,28

47	47 – 45	119	0,0034781	0,41	0,50
	47 - 48	86,2	0,0034781	0,30	
	47 - 49	85	0,0034781	0,30	
48	48 – 47	86,2	0,0034781	0,30	0,71
	48 - 55	229	0,0034781	0,80	
	48 - 50	92,5	0,0034781	0,32	
49	49 - 47	85	0,0034781	0,30	0,15
50	50 – 48	92,5	0,0034781	0,32	0,16
51	51 – 56	133	0,0034781	0,46	0,80
	51 – 46	163	0,0034781	0,57	
	51 – 45	163	0,0034781	0,57	
52	52 – 7	38	0,0034781	0,13	0,07
53	53 – 7	63	0,0034781	0,22	0,11
54	54 – 4	78	0,0034781	0,27	0,14
55	48 - 55	229	0,0034781	0,80	0,40
56	51 – 56	133	0,0034781	0,46	0,23

V.5.2 CAS DE POINTE + INCENDIE:

Les résultats des débits reste les mêmes sauf que le débit d'incendie (17 l/s) est ajouter comme un débit concentré au point défavorable, qui est dans notre cas le nœud n° 45

Tableau V.3 : présentation des débits nodaux en cas de pointe + incendie

NOUED	tronçon app	Longeur(m)	Qsp (l/s/m)	Qr(l/s)	Qn (l/s)
1	1 - R	12,4	0	0	0,37
	1 – 2	65	0,0034781	0,23	
	1 – 3	147	0,0034781	0,51	
2	2 – 1	65	0,0034781	0,23	0,11
3	3 – 1	147	0,0034781	0,51	0,37
	3 – 4	34,5	0,0034781	0,12	
	3 – 5	31	0,0034781	0,11	
4	4 – 3	34,5	0,0034781	0,12	0,28

	4 – 54	78	0,0034781	0,27	
	4 – 6	49	0,0034781	0,17	
5	5 – 3	31	0,0034781	0,11	0,05
6	6 – 4	49	0,0034781	0,17	0,28
	6 – 7	37	0,0034781	0,13	
	6 – 8	77	0,0034781	0,27	
7	7 – 6	37	0,0034781	0,13	0,24
	7 – 52	38	0,0034781	0,13	
	7 – 53	63	0,0034781	0,22	
8	8 – 6	77	0,0034781	0,27	0,55
	8 – 9	105	0,0034781	0,37	
	8 – 10	135	0,0034781	0,47	
9	9 – 8	105	0,0034781	0,37	0,18
10	10 – 8	135	0,0034781	0,47	0,96
	10 – 11	269	0,0034781	0,94	
	10 – 12	150	0,0034781	0,52	
11	11 – 10	269	0,0034781	0,94	0,82
	11 – 13	83	0,0034781	0,29	
	11 – 14	120	0,0034781	0,42	
12	12 – 10	150	0,0034781	0,52	0,26
13	13 – 11	83	0,0034781	0,29	0,14
14	14 – 11	120	0,0034781	0,42	0,74
	14 – 15	260	0,0034781	0,90	

	14 - 16	44	0,0034781	0,15	
15	15 – 14	260	0,0034781	0,90	0,45
16	16 – 14	44	0,0034781	0,15	0,29
	16 – 17	88	0,0034781	0,31	
	16 - 18	35	0,0034781	0,12	
17	17 - 16	88	0,0034781	0,31	0,15
18	18 – 16	35	0,0034781	0,12	0,22
	18 – 19	40	0,0034781	0,14	
	18 - 20	54	0,0034781	0,19	
19	19 - 18	40	0,0034781	0,14	0,07
20	20 – 18	54	0,0034781	0,19	0,19
	20 – 21	25	0,0034781	0,09	
	20 – 22	30	0,0034781	0,10	
21	21 – 20	25	0,0034781	0,09	0,78
	21 - 23	305	0,0034781	1,06	
	21 - 24	121	0,0034781	0,42	
22	22 - 20	30	0,0034781	0,10	0,06
23	23 – 21	305	0,0034781	1,06	0,54
24	24 – 21	121	0,0034781	0,42	0,34
	24 – 25	60	0,0034781	0,21	
	24 - 26	14	0,0034781	0,05	
25	25 – 24	60	0,0034781	0,21	0,11
26	26 – 24	14	0,0034781	0,05	0,19
	26 – 27	35	0,0034781	0,12	
	26 - 34	61	0,0034781	0,21	
27	27 - 26	35	0,0034781	0,12	0,31
	27 – 28	100	0,0034781	0,35	

	27 - 29	46	0,0034781	0,16	
28	28 – 27	100	0,0034781	0,35	0,18
29	29 – 27	46	0,0034781	0,16	0,57
	29 – 30	235	0,0034781	0,82	
	29 - 31	48	0,0034781	0,17	
30	30 – 29	235	0,0034781	0,82	0,41
31	31 - 29	48	0,0034781	0,17	0,36
	31 – 32	35	0,0034781	0,12	
	31 – 33	126	0,0034781	0,44	
32	32 – 31	35	0,0034781	0,12	0,06
33	33 – 31	126	0,0034781	0,44	0,22
34	34 – 26	61	0,0034781	0,21	0,87
	34 – 35	61	0,0034781	0,21	
	34 - 45	380	0,0034781	1,32	
35	34 – 35	61	0,0034781	0,21	0,11
36	36 – 37	68	0,0034781	0,24	0,31
	36 – 38	112	0,0034781	0,39	
37	37 – 36	68	0,0034781	0,24	0,12
38	38 – 36	112	0,0034781	0,39	0,59
	38 – 39	35	0,0034781	0,12	
	38 – 40	190	0,0034781	0,66	
39	39 – 38	35	0,0034781	0,12	0,06
40	40 – 38	190	0,0034781	0,66	2,82
	40 – 41	41	0,0034781	0,14	
	40 – 42	642	0,0034781	2,23	
	40 – 45	750	0,0034781	2,61	
41	41 - 40	41	0,0034781	0,14	0,07
42	42 – 40	642	0,0034781	2,23	1,58
	42 – 43	100	0,0034781	0,35	
	42 - 44	166	0,0034781	0,58	
43	43 - 42	100	0,0034781	0,35	0,18
44	44 - 42	166	0,0034781	0,58	0,29 + 17
45	45 – 40	750	0,0034781	2,61	2,46
	45 – 47	119	0,0034781	0,41	

	45 – 34	380	0,0034781	1,32	
	45 – 51	163	0,0034781	0,57	
46	46 – 51	163	0,0034781	0,57	0,28
47	47 – 45	119	0,0034781	0,41	0,50
	47 - 48	86,2	0,0034781	0,30	
	47 - 49	85	0,0034781	0,30	
48	48 – 47	86,2	0,0034781	0,30	0,71
	48 - 55	229	0,0034781	0,80	
	48 - 50	92,5	0,0034781	0,32	
49	49 - 47	85	0,0034781	0,30	0,15
50	50 – 48	92,5	0,0034781	0,32	0,16
51	51 – 56	133	0,0034781	0,46	0,80
	51 – 46	163	0,0034781	0,57	
	51 – 45	163	0,0034781	0,57	
52	52 – 7	38	0,0034781	0,13	0,07
53	53 – 7	63	0,0034781	0,22	0,11
54	54 – 4	78	0,0034781	0,27	0,14
55	48 - 55	229	0,0034781	0,80	0,40
56	51 – 56	133	0,0034781	0,46	0,23

V.6 DÉTERMINATION DES DIAMÈTRES AVANTAGEUX :

Connaissant le débit arbitraire de chaque tronçon, on détermine les diamètres avantageux (écoulement gravitaire). On se base sur le tableau suivant.

- ✓ Pour les canalisations en PEHD, les fabricants fournissent un diamètre extérieur en tant que mesure normalisée, tandis que la conception du réseau est basée sur le diamètre intérieur, conformément aux normes techniques interministérielles qui imposent une pression nominale de 16 bars pour les réseaux de distribution d'eau potable. Cette directive entraînera une différence significative entre le diamètre intérieur et le diamètre extérieur, ce qui reflète l'épaisseur de la conduite.

Le tableau ci-dessous présente les divers diamètres des canalisations en PEHD PN 16, en indiquant les épaisseurs ainsi que les diamètres intérieurs et extérieurs correspondants en fonction des débits

Tableau V.4: les diamètres avantageux en fonction des débits

				Débit	
				l/s	
Dext(mm)	Dint(mm)	Epaisseur	Surface	v=0,5	v=1,5
20	16	2	0,0002	0,100	0,301
25	20,4	2,3	0,0003	0,163	0,490
32	26	3	0,0005	0,265	0,796
40	32,6	3,7	0,0008	0,417	1,251
50	40,8	4,6	0,0013	0,653	1,960
63	51,4	5,8	0,0021	1,037	3,111
75	61,4	6,8	0,0030	1,480	4,439
90	73,6	8,2	0,0043	2,126	6,378
110	90	10	0,0064	3,179	9,538
125	102,2	11,4	0,0082	4,100	12,299
160	130,8	14,6	0,0134	6,715	20,145
200	163,6	18,2	0,0210	10,505	31,516
250	204,6	22,7	0,0329	16,431	49,292
315	257,8	28,6	0,0522	26,086	78,258
400	327,4	36,3	0,0841	42,072	126,217
500	391,2	54,4	0,1201	60,067	180,202

Tableau V.5: Détermination des diamètres avantageux dans le cas de point + incendie (23.9 l/s + 17 l/s)

tronçons	Diamètre (mm)	Qdim(l/s)
tronçons p4	63	2,11
tronçons p5	20	0,06
tronçons p51	20	0,14
tronçons p52	25	0,14
tronçons p53	32	0,26
tronçons p54	25	0,15
tronçons p55	20	0,07
tronçons p56	20	0,11
tronçons p57	20	0,05
tronçons p58	40	0,41
tronçons p59	40	0,64
tronçons p63	200	32,48
tronçons p64	200	34,05
tronçons p67	200	35,97
tronçons p68	200	36,93
tronçons p70	200	39,58
tronçons p71	200	40
tronçons p72	50	1,62
tronçons p74	32	0,42
tronçons p75	20	0,07
tronçons p76	20	0,11
tronçons p77	25	0,18

tronçons p79	200	38,15
tronçons p80	20	0,06
tronçons p82	20	0,11
tronçons p83	160	32,03
tronçons p84	25	0,22
tronçons p85	20	0,12
tronçons p86	40	0,43
tronçons p87	40	0,54
tronçons p88	20	0,06
tronçons p89	63	1,08
tronçons p90	20	0,07
tronçons p91	75	2,05
tronçons p95	63	0,11
tronçons p1	250	40,9
tronçons 5	20	0,18
tronçons 9	200	34,34
tronçons 13	20	0,15
tronçons 14	63	1,31
tronçons 17	63	1,27
tronçons 19	25	0,16
tronçons 3	200	40,42
tronçons 11	63	1,92
tronçons 12	32	0,28
tronçons 15	40	0,4
tronçons 16	20	0,23
tronçons 18	20	0,18
tronçons 20	20	0,29
tronçons 22	200	38,88
tronçons 23	40	0,45
tronçons 2	200	29,69
tronçons 6	200	28,71
tronçons 4	200	33,8
tronçons p7	160	23,02

V.7 SIMULATION PAR LE LOGICIEL EPANET :

EPANET constitue un programme de simulation conçu pour les systèmes de distribution d'eau sous pression. Son fonctionnement repose sur l'utilisation des débits au niveau des points nodaux ainsi que sur les caractéristiques géométriques du réseau. De cette manière, il évalue les débits et les vitesses dans chaque segment du réseau, tout en déterminant la pression associée à chaque point nodal.

La perte de charge calculée à l'aide de trois formules :

- ✓ Formule de Hazen-williams
- ✓ Formule de Darcy –Weisbache
- ✓ Formule de Chezy-Manning

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons employé l'équation de Darcy-Weisbach. Suite à diverses tentatives de simulation visant à respecter les normes relatives aux vitesses et aux pressions, les résultats obtenus sont les suivants

V.7.1 SIMULATION EN CAS DE POINTE :

Tableau V.6 : Calcul des paramètres hydraulique en cas de pointe

	Longueur	Diamètre normalisé	Débit	Vitesse	Perte de charge
Link ID	m	mm	LPS	m/s	m/km
tronçons p4	35	51,4	2,11	1,02	21,97
tronçons p5	35	16	0,06	0,3	11,17
tronçons p51	78	16	0,14	0,7	48,43
tronçons p52	83	20,4	0,14	0,43	15,18
tronçons p53	150	26	0,26	0,49	14,06
tronçons p54	88	20,4	0,15	0,46	17,12
tronçons p55	40	16	0,07	0,35	14,55
tronçons p56	61	16	0,11	0,55	31,77
tronçons p57	31	16	0,05	0,35	8,15
tronçons p58	235	32,6	0,41	0,49	10,61
tronçons p59	48	32,6	0,64	0,77	23,32
tronçons p63	121	163,6	15,48	0,74	2,98
tronçons p64	53,99	163,6	17,05	0,81	3,55
tronçons p67	120	163,6	18,97	0,9	4,31
tronçons p68	269	163,6	19,93	0,95	4,72
tronçons p70	49	163,6	22,58	1,07	5,93
tronçons p71	34,5	163,6	23	1,09	6,13
tronçons p72	46	40,8	1,62	1,24	41,73
tronçons p74	37	26	0,42	0,79	32,75
tronçons p75	38	16	0,07	0,35	14,55
tronçons p76	63	16	0,11	0,55	31,77
tronçons p77	105	20,4	0,18	0,55	23,53
tronçons p79	135	163,6	21,15	1,01	5,26
tronçons p80	30	16	0,06	0,3	11,17
tronçons p82	60	16	0,11	0,55	31,77
tronçons p83	14	130,8	15,03	1,12	8,36
tronçons p84	126	20,4	0,22	0,67	33,46
tronçons p85	68	16	0,12	0,6	36,98
tronçons p86	112	32,6	0,43	0,52	11,54
tronçons p87	305	32,6	0,54	0,65	17,25
tronçons p88	35	16	0,06	0,3	11,17
tronçons p89	190	51,4	1,08	0,52	6,63
tronçons p90	41	16	0,07	0,35	14,55
tronçons p91	642	61,4	2,05	0,69	8,84
tronçons p95	65	16	0,11	0,45	0,08
tronçons 1	12,4	204,6	23,9	0,73	2,23
tronçons 5	100	16	0,18	0,9	75,39

tronçons 9	35	163,6	17,34	0,82	3,67
tronçons 13	85	16	0,15	0,75	54,66
tronçons 14	163	51,4	1,31	0,63	9,35
tronçons 17	86,2	51,4	1,27	0,61	8,85
tronçons 19	92,5	20,4	0,16	0,49	19,16
tronçons 3	147	163,6	23,42	1,11	6,34
tronçons 11	119	51,4	1,92	0,93	18,54
tronçons 12	163	26	0,28	0,53	16,01
tronçons 15	229	32,6	0,4	0,48	10,16
tronçons 16	133	16	0,23	1,14	116,48
tronçons 18	100	16	0,18	0,9	75,39
tronçons 20	166	16	0,29	1,44	176,31
tronçons 22	77	163,6	21,88	1,04	5,6
tronçons 23	260	32,6	0,45	0,54	12,5
tronçons 2	61	163,6	12,69	0,6	2,08
tronçons 6	380	163,6	11,71	0,56	1,8
tronçons 4	25	163,6	16,8	0,8	3,46
tronçons 7	44	130,8	6,02	0,45	77,56
tronçons 8	750	163,6	17,78	0,85	38,69

Tableau V.7 : Calcul des pressions de service en cas de pointe

	Elévation	Demand	Head	Pressure
Node ID	m	LPS	m	m
Noeud 1	499	0,37	509,97	10,97
Noeud 42	320	1,58	381,98	61,98
Noeud 26	407,28	0,23	466,03	58,75
Noeud 27	407,61	0,31	465,26	57,66
Noeud 31	412,20	0,36	462,22	50,03
Noeud 32	417,62	0,06	461,83	44,21
Noeud 28	410	0,18	457,72	47,72
Noeud 14	444,92	0,74	505,61	60,69
Noeud 4	485,63	0,28	508,83	23,2
Noeud 54	475,12	0,14	505,05	29,93
Noeud 11	447,78	0,82	506,13	58,35
Noeud 13	453,02	0,14	504,87	51,85
Noeud 10	464,37	0,96	507,4	43,03
Noeud 12	460,32	0,26	505,29	44,97
Noeud 16	436,92	0,29	466,92	30
Noeud 17	432,71	0,15	465,41	32,7
Noeud 18	430,16	0,22	466,79	36,63
Noeud 19	431,28	0,07	466,21	34,92
Noeud 34	401,49	0,87	465,9	64,41
Noeud 35	403,14	0,11	463,97	60,83
Noeud 3	490,30	0,37	509,04	18,75
Noeud 5	489,35	0,05	508,79	19,44
Noeud 29	408,91	0,57	463,34	54,43
Noeud 30	428,13	0,41	460,85	32,72

Noeud 36	371	0,31	385,1	14,1
Noeud 21	417,30	0,78	466,51	49,21
Noeud 24	410,37	0,34	466,15	55,78
Noeud 20	422,78	0,19	466,6	43,82
Noeud 6	481,89	0,28	508,54	26,65
Noeud 7	482,79	0,24	507,33	24,54
Noeud 52	481,83	0,07	506,77	24,94
Noeud 53	488,13	0,11	505,33	17,2
Noeud 8	477,63	0,55	508,11	30,47
Noeud 9	469,57	0,18	505,64	36,07
Noeud 22	416,98	0,06	466,26	49,28
Noeud 25	419,28	0,11	464,24	44,96
Noeud 33	415,92	0,22	458,01	42,09
Noeud 37	370	0,12	382,59	12,59
Noeud 38	363,57	0,59	386,4	22,83
Noeud 23	419,24	0,54	461,25	42,01
Noeud 39	361,17	0,06	386,01	24,84
Noeud 40	347,66	2,82	387,66	40
Noeud 41	341,67	0,07	387,06	45,39
Noeud 44	315,30	0,29	352,71	37,41
Noeud 43	315	0,18	374,44	59,44
Noeud 2	498	0,11	509,97	11,97
Noeud 45	403,3	2,46	465,22	61,92
Noeud 51	419,4	0,8	463,7	44,3
Noeud 47	414,7	0,5	463,01	48,31
Noeud 49	424,9	0,15	458,37	33,47
Noeud 48	423,9	0,71	462,25	38,35
Noeud 50	426,6	0,16	460,48	33,88
Noeud 46	414,7	0,28	461,09	46,39
Noeud 55	425	0,4	459,93	34,93
Noeud 56	421	0,23	448,2	27,2
Noeud 15	477	0,45	502,36	25,36
Reservoir R	508	23,9	510	2

la figure suivant représente la simulation sur logiciel EPANET (cas de point) :

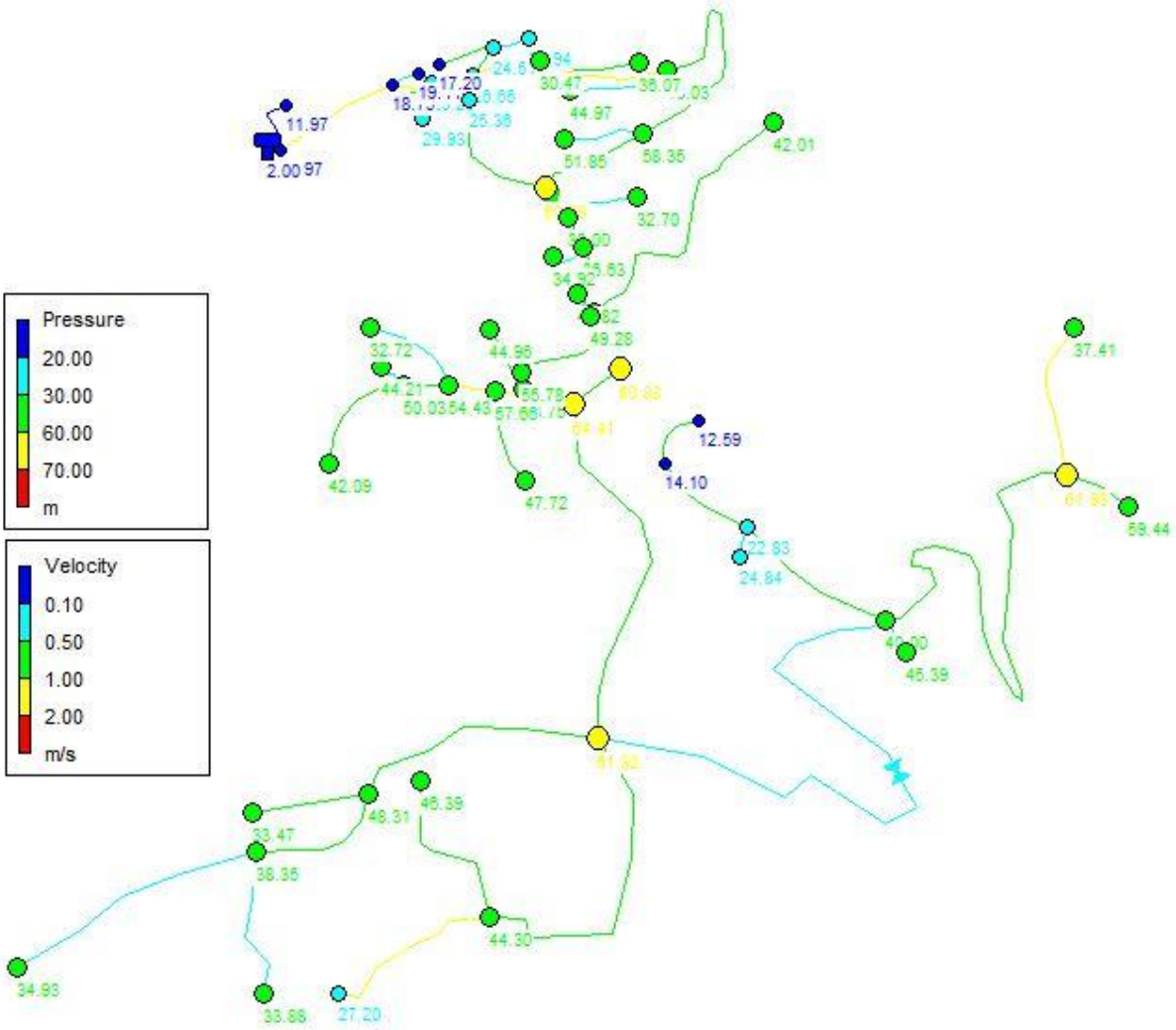


Figure V. 1: simulation sur EPANET (cas de pointe)

V.7.2 SIMULATION EN CAS DE POINTE + INCENDIE :

Tableau V. 8 : Calcul des paramètres hydraulique en cas de pointe

	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Perte de charge
Link ID	m	mm	LPS	m/s	m/km
tronçons p4	35	51,4	2,11	1,02	21,97
tronçons p5	35	16	0,06	0,3	11,17
tronçons p51	78	16	0,14	0,7	48,43
tronçons p52	83	20,4	0,14	0,43	15,18
tronçons p53	150	26	0,26	0,49	14,06
tronçons p54	88	20,4	0,15	0,46	17,12
tronçons p55	40	16	0,07	0,35	14,55
tronçons p56	61	16	0,11	0,55	31,77
tronçons p57	31	16	0,05	0,35	8,15
tronçons p58	235	32,6	0,41	0,49	10,61
tronçons p59	48	32,6	0,64	0,77	23,32
tronçons p63	121	163,6	32,48	1,55	11,54
tronçons p64	53,99	163,6	34,05	1,62	12,58
tronçons p67	120	163,6	35,97	1,71	13,92
tronçons p68	269	163,6	36,93	1,76	14,61
tronçons p70	49	163,6	39,58	1,88	16,6
tronçons p71	34,5	163,6	40	1,9	16,93
tronçons p72	46	40,8	1,62	1,24	41,73
tronçons p74	37	26	0,42	0,79	32,75
tronçons p75	38	16	0,07	0,35	14,55
tronçons p76	63	16	0,11	0,55	31,77
tronçons p77	105	20,4	0,18	0,55	23,53
tronçons p79	135	163,6	38,15	1,81	15,51
tronçons p80	30	16	0,06	0,3	11,17
tronçons p82	60	16	0,11	0,55	31,77
tronçons p83	14	130,8	32,03	2,38	33,57
tronçons p84	126	20,4	0,22	0,67	33,46
tronçons p85	68	16	0,12	0,6	36,98
tronçons p86	112	32,6	0,43	0,52	11,54
tronçons p87	305	32,6	0,54	0,65	17,25
tronçons p88	35	16	0,06	0,3	11,17
tronçons p89	190	51,4	1,08	0,52	6,63
tronçons p90	41	16	0,07	0,35	14,55
tronçons p91	642	61,4	2,05	0,69	8,84
tronçons p95	65	16	0,11	0.45	0,08
tronçons 1	12,4	204,6	40,9	1,24	5,93
tronçons 5	100	16	0,18	0,9	75,39
tronçons 9	35	163,6	34,34	1,63	12,78
tronçons 13	85	16	0,15	0,75	54,66
tronçons 14	163	51,4	1,31	0,63	9,35
tronçons 17	86,2	51,4	1,27	0,61	8,85
tronçons 19	92,5	20,4	0,16	0,49	19,16

tronçons 3	147	163,6	40,42	1,92	17,26
tronçons 11	119	51,4	1,92	0,93	18,54
tronçons 12	163	26	0,28	0,53	16,01
tronçons 15	229	32,6	0,4	0,48	10,16
tronçons 16	133	16	0,23	1,14	116,48
tronçons 18	100	16	0,18	0,9	75,39
tronçons 20	166	16	0,29	1,44	176,31
tronçons 22	77	163,6	38,88	1,85	16,07
tronçons 23	260	32,6	0,45	0,54	12,5
tronçons 2	61	163,6	29,69	1,41	9,78
tronçons 6	380	163,6	28,71	1,37	9,2
tronçons 4	25	163,6	33,8	1,61	12,41
tronçons 7	44	130,8	23,02	1,71	71,86
tronçons 8	750	163,6	34,78	1,65	30,14

Tableau V. 9 : Calcul des pressions de service en cas de pointe + incendie

	Elévation	Demande	Head	Pressure
Node ID	m	LPS	m	m
Noeud 1	499	0,37	509,93	10,93
Noeud 42	320	1,58	381,98	61,98
Noeud 26	407,28	0,23	463,61	56,33
Noeud 27	407,61	0,31	462,84	55,24
Noeud 31	412,20	0,36	459,81	47,61
Noeud 32	417,62	0,06	459,41	41,8
Noeud 28	410,00	0,18	455,31	45,31
Noeud 14	444,92	0,74	497,06	52,14
Noeud 4	485,63	0,28	506,81	21,17
Noeud 54	475,12	0,14	503,03	27,9
Noeud 11	447,78	0,82	498,73	50,95
Noeud 13	453,02	0,14	497,47	44,45
Noeud 10	464,37	0,96	502,66	38,29
Noeud 12	460,32	0,26	500,55	40,23
Noeud 16	436,92	0,29	466,92	30
Noeud 17	432,71	0,15	465,41	32,7
Noeud 18	430,16	0,22	466,47	36,31
Noeud 19	431,28	0,07	465,89	34,6
Noeud 34	401,49	0,87	463,02	61,52
Noeud 35	403,14	0,11	461,08	57,94
Noeud 3	490,30	0,37	507,39	17,09
Noeud 5	489,35	0,05	507,14	17,78
Noeud 29	408,91	0,57	460,92	52,01
Noeud 30	428,13	0,41	458,43	30,3
Noeud 36	371,00	0,31	385,1	14,1
Noeud 21	417,30	0,78	465,48	48,18
Noeud 24	410,37	0,34	464,08	53,72
Noeud 20	422,78	0,19	465,79	43,01
Noeud 6	481,89	0,28	505,99	24,11
Noeud 7	482,79	0,24	504,78	21,99

Noeud 52	481,83	0,07	504,23	22,39
Noeud 53	488,13	0,11	502,78	14,65
Noeud 8	477,63	0,55	504,75	27,12
Noeud 9	469,57	0,18	502,28	32,71
Noeud 22	416,98	0,06	465,45	48,48
Noeud 25	419,28	0,11	462,18	42,9
Noeud 33	415,92	0,22	455,59	39,67
Noeud 37	370,00	0,12	382,59	12,59
Noeud 38	363,57	0,59	386,4	22,83
Noeud 23	419,24	0,54	460,22	40,98
Noeud 39	361,17	0,06	386,01	24,84
Noeud 40	347,66	19,82	387,66	40
Noeud 41	341,67	0,07	387,06	45,39
Noeud 44	315,30	0,29	352,71	37,41
Noeud 43	315	0,18	374,44	59,44
Noeud 2	498	0,11	509,92	11,92
Noeud 45	403,3	2,46	459,52	56,22
Noeud 51	419,4	0,8	458	38,6
Noeud 47	414,7	0,5	457,32	42,62
Noeud 49	424,9	0,15	452,67	27,77
Noeud 48	423,9	0,71	456,55	32,65
Noeud 50	426,6	0,16	454,78	28,18
Noeud 46	414,7	0,28	455,39	40,69
Noeud 55	425	0,4	454,23	29,23
Noeud 56	421	0,23	442,51	21,51
Noeud 15	477	0,45	493,81	16,81
Reservoir R	508	40,9	510	2

la figure suivant représente la simulation sur logiciel EPANET (cas de point + incendie) :

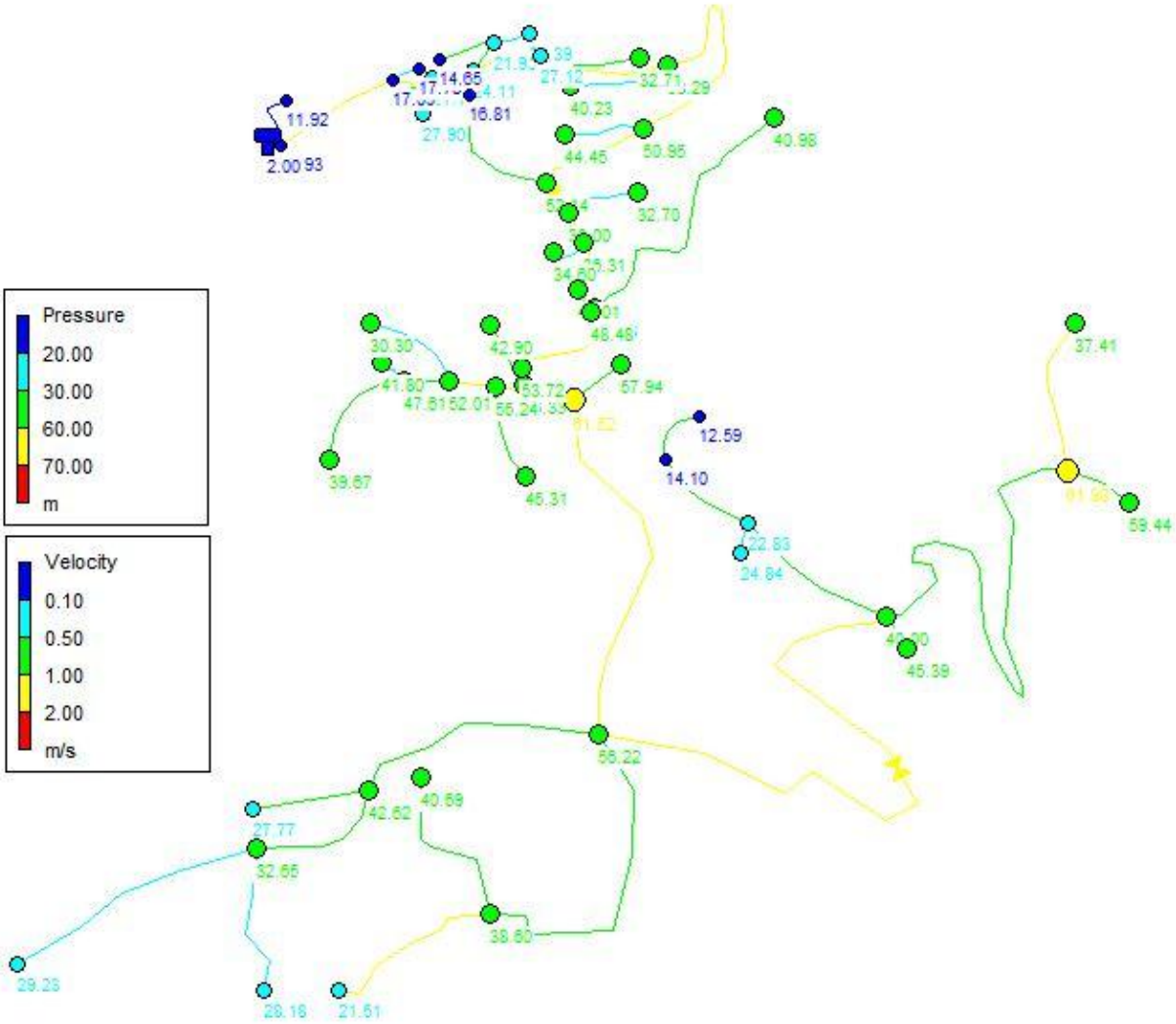


Figure V. 2: simulation sur EPANET (cas de pointe + incendie)

V.8 EQUIPEMENT DU RÉSEAU DE DISTRIBUTION :

V.8.1 TYPE DE CANALISATION :

Le réseau de distribution est un assemblage de tuyau en PEHD dont les diamètres utilisés Varient entre 20 mm et 250mm

V.8.2 MATÉRIELS ET ÉQUIPEMENTS DE RÉSEAU :

Les dispositifs nécessaires à l'utilisation de l'équipement ont pour objectifs :

• Assurer une circulation fluide.

• Stabiliser les pressions et mesurer les débits.

• Protéger les conduites.

• Effectuer la vidange d'une canalisation.

• Introduire de l'air dans une conduite ou en chasser.

Parmi ces composants, on peut mentionner :

1. **Robinet vanne :**

Ces dispositifs de sectionnement fonctionnent soit en position ouverte, soit en position fermée.

La vanne agit comme une lentille épaisse, se déplaçant verticalement en montant ou descendant grâce à une vis en rotation.

Leur diamètre varie généralement entre 40 et 300 mm. Ils sont positionnés à chaque intersection du réseau et permettent d'isoler les différentes sections du réseau lors de réparations sur l'une d'entre elles. Leur manipulation se fait depuis le sol à l'aide d'une clé appelée "béquille".

Cette clé est insérée dans une ouverture de clé située sur le trottoir.

2. **Robinets de vidange :**

Ces dispositifs sont installés aux endroits les plus bas du réseau de distribution, permettant ainsi la vidange des conduites. Ils seront positionnés à l'intérieur de regards construits en maçonnerie..

3. **Poteaux d'incendie :**

Ces bornes doivent être connectées à des conduites capables de garantir un débit de 17 litres par seconde et une pression de 1 bar.

4. **Vanne papillon :**

Dispositifs de régulation du débit et de sectionnement, ces éléments font partie de la conduite et sont traversés par un axe décentré qui fait tourner un disque d'obturation appelé papillon. Le diamètre de ces éléments est généralement compris entre 100 et 2500 mm.

5. **Vanne stop :**

Un dispositif de sécurité situé à l'entrée de la canalisation, permettant d'arrêter le flux si le débit dépasse un seuil spécifique.

6. **La ventouse :**

Les évents sont des éléments placés aux points les plus élevés du réseau, destinés à réduire la formation de vide dans les installations hydrauliques. Ils permettent d'évacuer l'air de la conduite, d'y introduire de l'air et de limiter les effets de la dépression

On trouve dans le marché deux types d'appareils :

- Ventouse simple : Permet l'élimination des gaz présents dans les conduites soumises à une haute pression.
- Ventouse a deux orifices réunis en un seul appareil.

V.9 Composants spéciaux pour les raccordements :

1. **Tés :** Utilisés dans un réseau pour dériver ou ajouter un débit.
2. **Coudes :** Employés pour changer la direction d'une conduite.
3. **Cônes :** Utilisés pour raccorder deux conduites de diamètres différents.
4. **Croix de jonction :** Positionnées aux nœuds pour permettre la croisée de deux conduites perpendiculaires.
5. **Manchons :** Morceaux de 25 à 50 cm servant au raccordement des accessoires et appareils.
6. **Compteurs :** Le réseau de distribution requiert la disposition de compteurs installés aux endroits appropriés, pour évaluer l'efficacité du réseau et contrôler la consommation.
7. **Clapets :** Jouent un rôle de blocage de l'écoulement en sens inverse de celui prévu (par exemple, à la sortie des réservoirs).

V.10 Conclusion :

- Dans ce chapitre, nous avons effectué le dimensionnement du réseau de distribution, ce qui implique le calcul des divers diamètres à l'aide du logiciel EPANET. Nous avons également simulé le fonctionnement du réseau dans différentes situations, telles que les périodes de pointe et les périodes de pointe combinées avec des incidents d'incendie, afin d'évaluer son comportement en termes de vitesse et de pression.
- Nos observations ont démontré que le réseau se comporte de manière optimale lors des divers scénarios simulés. Les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD) de classe de pression PN16 ont fait preuve de résistance face aux pressions élevées, ce qui a contribué à la performance globale du réseau
- les diamètres variant entre 20 mm et 250 mm avec 2 vannes de régulation de pression

CHAPITRE VI:

ETUDE DE POMPAGE

VI. INTRODUCTION :

Les stations de pompage sont des installations comprenant des pompes et des équipements destinés à transférer des liquides d'un emplacement à un autre. Elles sont utilisées dans diverses infrastructures et systèmes, tels que l'approvisionnement en eau de canaux, le drainage de zones basses et l'évacuation des eaux usées vers les installations de traitement.

VI.1 LES POMPES CENTRIFUGES :

Sont composées d'une roue à aubes en rotation autour de son axe, d'un stator comportant un distributeur au centre, guidant le fluide de manière appropriée vers l'entrée de la roue, et d'un collecteur en forme de spirale disposé en sortie de la roue, appelé volute.

Lorsque le fluide pénètre par l'ouverture d'admission, il est dirigé vers la roue en rotation. Sous l'effet de la force centrifuge générée par la rotation, le fluide acquiert de l'énergie cinétique. Cette énergie cinétique est ensuite convertie en énergie de pression dans la volute.

Un diffuseur, situé à la périphérie de la roue, est utilisé pour optimiser le flux de sortie et réduire les pertes d'énergie. Cela permet d'optimiser l'efficacité de la pompe centrifuge et de maximiser la conversion de l'énergie cinétique en énergie de pression.

VI.2 PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

Les pompes centrifuges opèrent selon le principe de la mise en rotation du fluide à pomper à l'intérieur d'une roue qui tourne à grande vitesse (environ 600 à 3500 tr/min). Après avoir traversé la roue, le fluide est guidé dans un diffuseur pour ensuite être ralenti dans une volute. À ce stade, l'énergie cinétique accumulée au niveau de la roue (sous forme d'énergie de vitesse) est transformée en énergie de pression (énergie statique).

Le débit pompé est principalement influencé par :

- La différence de pression entre l'aspiration et le refoulement (mesurée en mètres de colonne d'eau),
- La vitesse de rotation de la roue,
- Le diamètre de la roue (vitesse périphérique).

VI.3 CRITÈRES DE SÉLECTION DE L'EMPLACEMENT DE LA STATION DE POMPAGE :

Lors de la détermination de l'emplacement optimal pour la station de pompage, plusieurs critères essentiels doivent être pris en compte:

1) **Proximité de la source d'eau :** L'emplacement doit être choisi de manière à minimiser les coûts de transport de l'eau depuis la source jusqu'à la station de pompage.

2) **Topographie du site :** Une topographie appropriée est cruciale pour assurer un écoulement gravitaire efficace de l'eau et éviter les zones à risque d'inondation.
3) **Accessibilité** : Le site doit être facilement accessible pour les livraisons d'équipements, l'entretien régulier et les interventions d'urgence.
4) **Qualité du sol :** Une étude géotechnique est nécessaire pour garantir la stabilité du sol et la faisabilité de la construction.
5) **Services publics :** La disponibilité des services tels que l'électricité, l'eau, le gaz et les égouts doit être vérifiée pour alimenter la station de pompage.
6) **Distance par rapport aux zones résidentielles :**Il est préférable d'éviter les emplacements trop proches des zones résidentielles pour minimiser les nuisances sonores et les conflits potentiels.
7) **Consultation communautaire :** Impliquer les parties prenantes locales et les autorités compétentes pour obtenir leur avis et leur soutien.
8) **Risques naturels et climatiques :** Évaluer les risques liés aux inondations, aux tremblements de terre et aux conditions météorologiques extrêmes.
9) **Budget :** Les coûts d'acquisition du terrain doivent être compatibles avec le budget global du projet.
10) **Capacité d'expansion :** Envisager la possibilité d'expansion future de la station de pompage pour répondre à une augmentation de la demande.
11) **Conformité réglementaire :** S'assurer que l'emplacement choisi est conforme aux réglementations locales, notamment en matière d'environnement et de sécurité.

- La station de pompage situe juste au prés de FORAGE avec une cote de terrain naturel de 420 m

VI.4 CHOIX DE POMPES :

Notre station de pompage provient de la taille maximale de la vitesse, nous devons donc choisir une pompe pour nous assurons que Le débit total est égal au débit maximal. Par conséquent, notre choix est le type de quantité et le type de pompe à utiliser. Les critères pour satisfaire la sélection sont:

- ✓ Le nombre de pompes est le moins.
- ✓ La production est plus élevée.
- ✓ Exigences minimales NPSH.
- ✓ Puissance d'absorption minimum.
- ✓ Vitesse de rotation maximale.

Pour ce projet, nous utilisons suffisamment de logiciel CAPRARI pour introduire la vitesse et HMT. Chaque vitesse modifiera le nombre et le type de pompe.

Tableau VI. 1: choix de meilleure variante

Variante	Type de Pompe	Nombre de Pompe	Qp (l/s)	Hp (m)	Rendement (%)	Pabs (Kw)	[NPSH]r
1	**HVU50 /3A+40**	**1**	**15.2**	**122**	**75**	**24.9**	**3.63**
2	HVU35 /3Q+25	2	15.4	126	56.6	36.6	1.86
3	HVU50 /3C+30	3	15.4	122	47.1	29.4	2.05
4	HMU40-1/ 6D	4	15.8	124	65.7	16.6	2.21

Alors on choisit la variante 1 : HVU50 /3A+40

↳ Les caractéristique du pompe :

- ✓ Centrifuge monobloc de surface à axe vertical
- ✓ Corps d'aspiration, refoulement et intermédiaires : en fonte
- ✓ Roues : en alliage de cuivre
- ✓ Diffuseurs : en fonte
- ✓ Arbre : en acier inoxydable, soutenu par un coussinet monté dans le corps d'aspiration et par les roulements de l'arbre moteur
- ✓ Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- ✓ Douille de protection de l'arbre en acier inoxydable
- ✓ Accouplement par moteur électrique à travers un palier de liaison en fonte
- ✓ La partie inférieure du corps fait fonction de base sur la fondation



Figure VI. 1: pompe hydraulique type HVU50 / source : CAPRARI

- Moteur Electrique :
  - ✓ Asynchrone, triphasé, fermé, normalisé conformément aux normes UNEL-IEC, ventilation extérieure, rotor en court-circuit.
  - ✓ Forme de construction : V1
  - ✓ Degré de protection : IP55
  - ✓ Classe d'isolation : F
- Données techniques / Caractéristiques :
  - ✓ Q = 15,15 l/s
  - ✓ H = 122,3 m
  - ✓ Nombre de pole : 2
  - ✓ Fréquence = 50 Hz
  - ✓ Monophasé / Triphasé = 3~
  - ✓ Puissance moteur P2 = 30 kW
  - ✓ Tension = 400 V
  - ✓ Diamètre refoulement = DN50 (UNI PN40)
  - ✓ Raccord d'aspiration = DN65 (UNI PN16)

VI.5 ETUDE DE POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE :

Courbe caractéristique de la conduite :

$Hc = Hg + RQ^2$.

Sachant que : $R = \frac{8 \times \lambda \times L}{\pi^2 \times g \times D^2}$

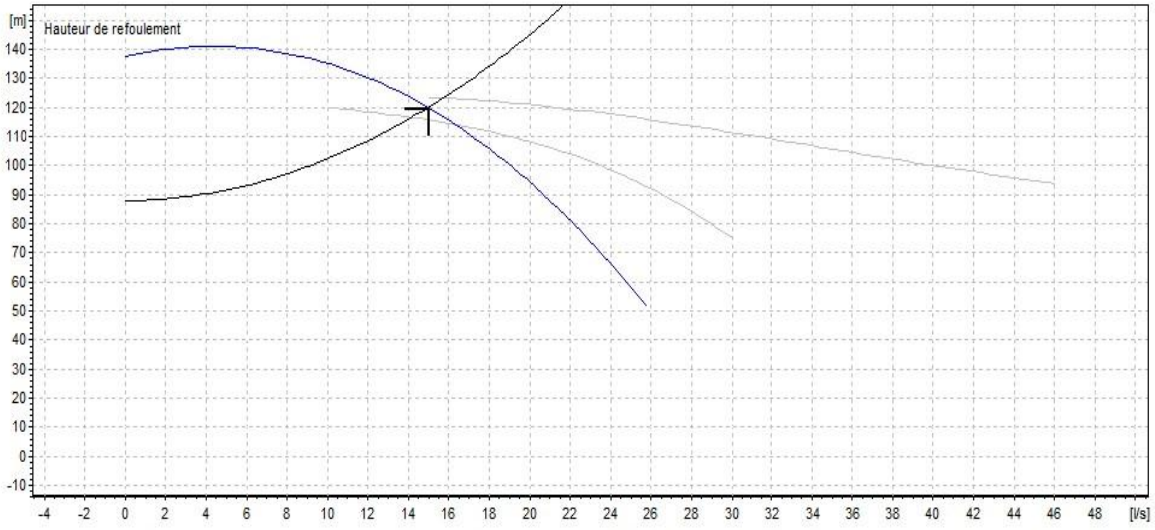


Figure VI. 2 : étude de point fonctionnement de la pompe via CAPRARI

VI.6 COURBES CARACTÉRISTIQUES DES POMPES

Les performances d'une pompe centrifuge sont exprimées à travers plusieurs courbes principales, qui sont les suivantes :

1. Courbe débit-hauteur [H-Q] : Cette courbe illustre les variations des hauteurs de relèvement pour différents débits, à une vitesse de rotation et un diamètre de roue donnés.
2. Courbe de rendement [η - Q] : Cette courbe représente le rendement de la pompe en fonction des différents débits. Elle indique le pourcentage de l'énergie fournie à la pompe qui est réellement converti en élévation de pression, pour divers débits.
3. Courbe de puissance absorbée [Pabs - Q] : Cette courbe présente les niveaux de puissance absorbée par la pompe pour les divers débits. Elle indique la quantité d'énergie nécessaire pour entraîner la pompe à différents débits.
4. Courbe du NPSH requis [(NPSH)r - Q] : Cette courbe montre le NPSH requis par la pompe pour différents débits. Le NPSH est une mesure de la disponibilité d'énergie dans le fluide d'entrée de la pompe, nécessaire pour éviter la cavitation.

Toutes ces courbes caractéristiques sont fournies par le fabricant de la pompe (CAPRARI) et sont basées sur une vitesse de rotation constante et un diamètre de roue spécifié. Elles sont essentielles pour évaluer et comprendre les performances de la pompe dans différentes conditions de fonctionnement.

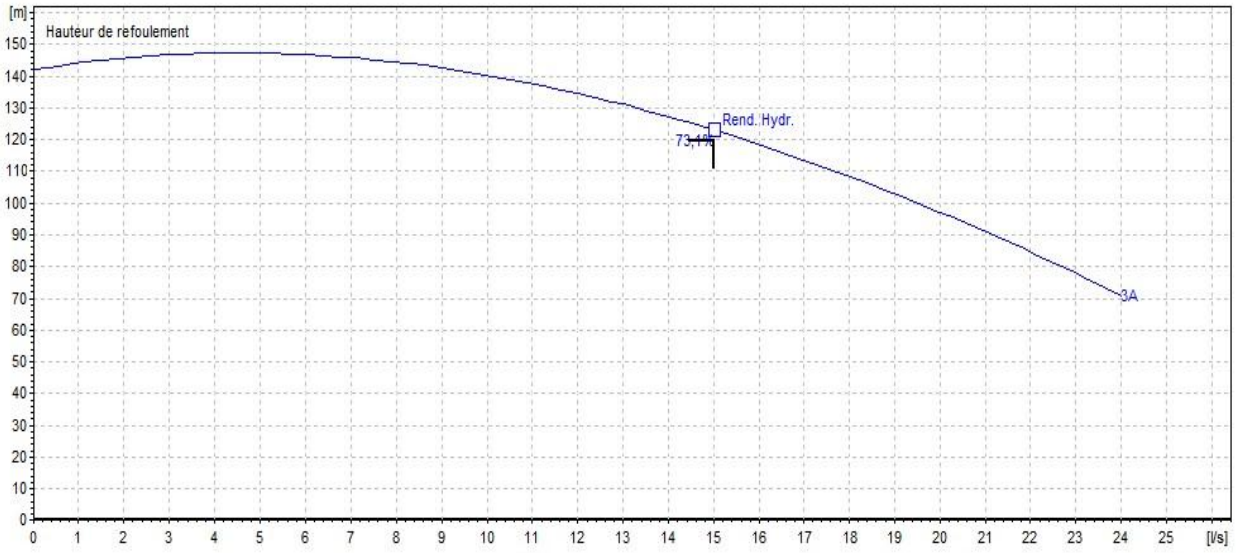


Figure VI. 3: courbe hauteur de refoulement en fonction de débit

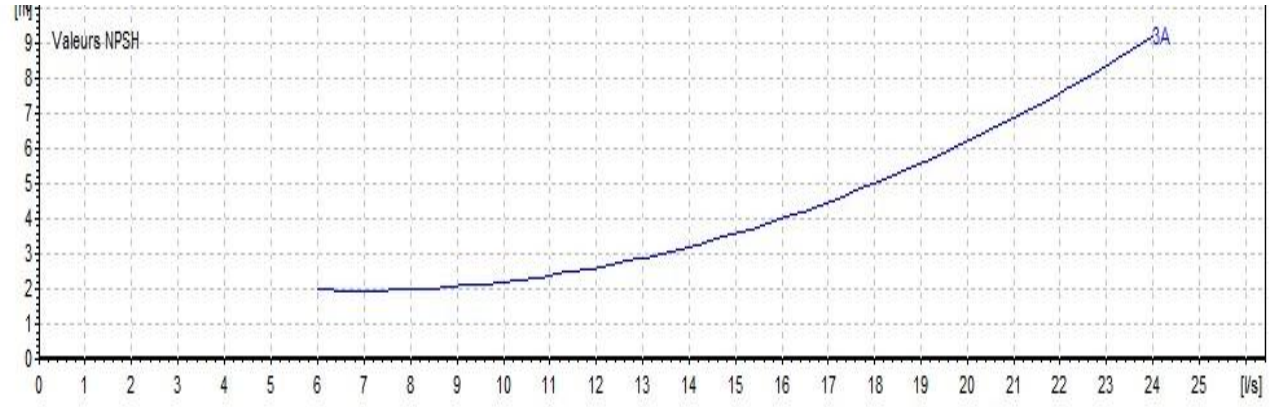


Figure VI. 4: courbe NPSH en fonction de débit

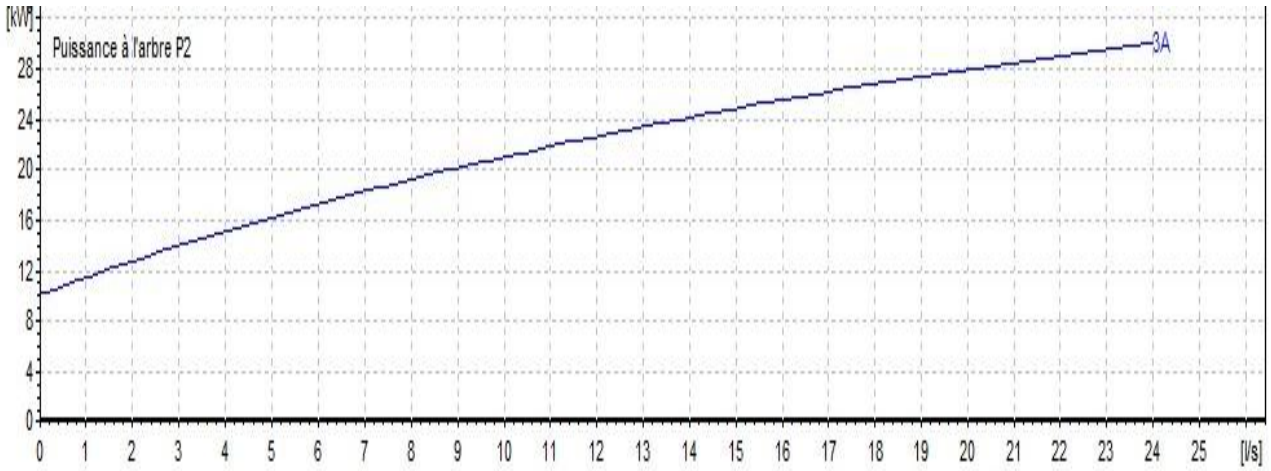


Figure VI. 5 : courbe de puissance en fonction de débit

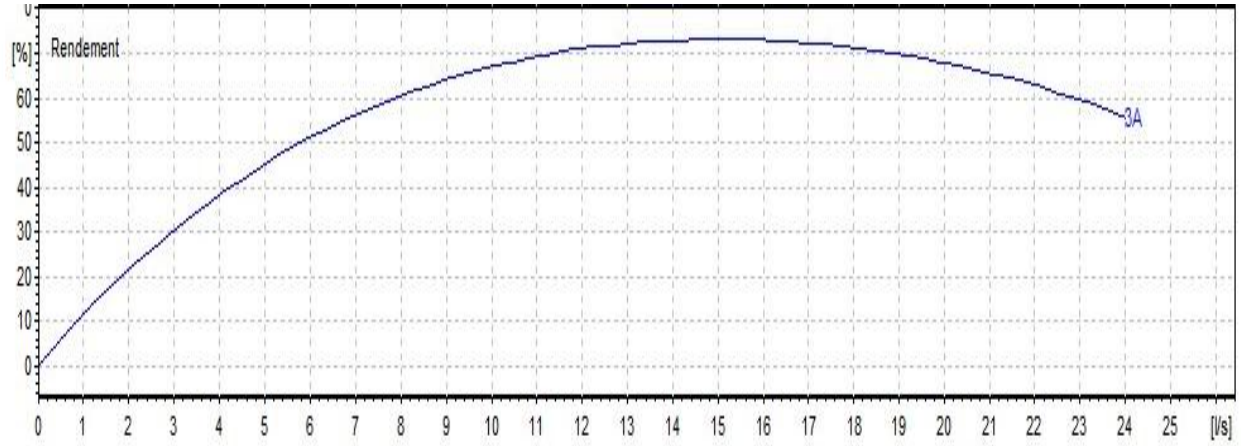


Figure VI. 6 : courbe du rendement en fonction de débit

Pour cette station, les débits et hauteurs manométriques souhaités ont été atteints. Par conséquent, il a été décidé de ne pas procéder à un ajustement du débit

VI.7 Choix des équipements hydromécanique et hydro-énergétique :

VI.7.1 Equipement en amont de la pompe :

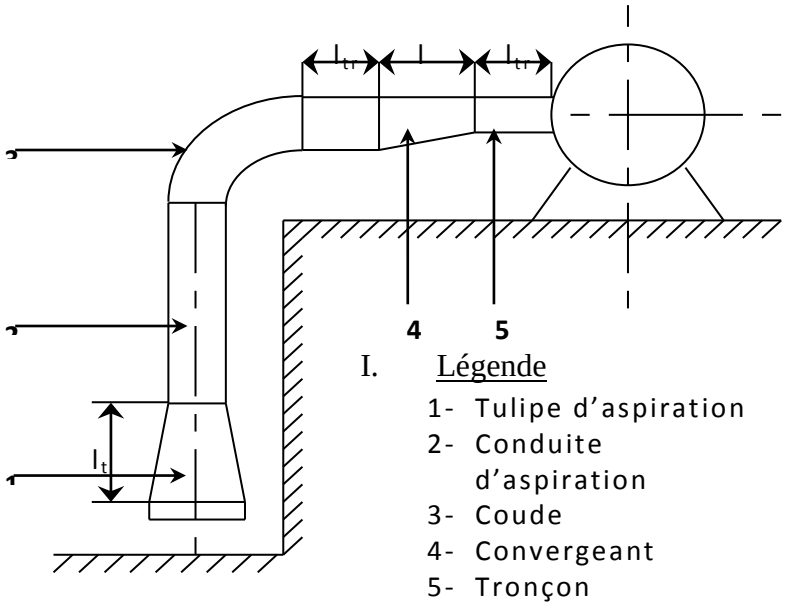


Figure VI. 7: Schéma des équipements en amont de la pompe

D'après les caractéristique de la pompes on a que le diamètre de la tubulure = 65 mm

VI.7.1.1 CALCULE DE DIAMETRE ECONOMIQUE D'ASPIRATION :

On pose que le diamètre d'aspiration = 125 mm

On va vérifier la vitesse Sachant que la vitesse de l'écoulement dans les conduites doit vérifier la fourchette suivante :

Pour une conduite de PEHD : V= (0.5 à 1.5) m/s

- Va = $\frac{4\times Q}{\pi\times D^2} = \frac{4\times 15\times 10^{-3}}{\pi\times 0.125^2}$ = 1.22m/s.

La condition de vitesse vérifiée

VI.7.1.2 LONGUEUR DE CONVERGENT :

- Lc = 4(Da – da) .
- Lc = 4*(125–65) = 240 mm = 0.24 m.

VI.7.1.3 LONGUEUR DU TRONÇON :

$l_{tr} \geq 2*Da$ prenons que $l_{tr} = 2*Da$ on aura :

- l_{tr} = 2*125 = 250 mm = 0.25 m

VI.7.1.4 DIAMÈTRE DE LA TULIPE:

D_e = (1,2 à 1,5) Da alors si on prenons que De = 1,4*Da on aura :

- D_e = 1,4*125 =175 mm = 0.175 m

VI.7.2 QUIPEMENT EN AVAL DE LA POMPE :

Légende :

1- Divergeant ;
2- Clapet anti-retour ;
3- Robinet vanne ;
4- Vanne de vidange ;
5- Conduite de refoulement ;
6- Buté.

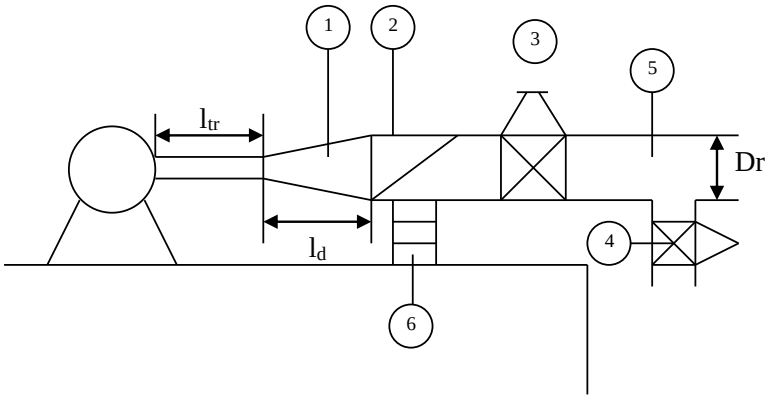


Figure VI. 8: Schéma des équipements en amont de la pompe

On a d'après les caractéristique de pompes que le diamètre de la tubulure de refoulement = 50 mm

VI.7.2.1 LONGUEUR DU TRONÇON:

On a que Ltr = 2*Dr et le diamètre de refoulement Dr = 125 mm, alors :

- Ltr = 2*125 = 250 mm = 0.25 m

VI.7.2.2 LONGUEUR DE DIVERGENT:

- L_D = 4*(Dr -dr) = 4*(125 – 50) =300 mm = 0.3 m

VI.8 VÉRIFICATION DE LA CAVITATION:

VI.8.1 Définition de cavitation

La cavitation peut être définie comme une perturbation du flux de liquide, se manifestant par la formation de cavités, de poches ou de bulles de vapeur ou de gaz dissous dans l'eau. Elle se produit lorsque l'aspiration du liquide est provoquée par la différence entre la pression atmosphérique agissant sur la surface libre du liquide et la pression absolue à l'entrée de la pompe, cette dernière étant inférieure à la pression atmosphérique.

Lorsque la diminution de la pression absolue à l'entrée de la pompe tombe en dessous d'une limite spécifique, cela peut déclencher la cavitation. La cavitation se développe à l'intérieur de la pompe lorsque la pression absolue devient

inférieure à la tension de vapeur du liquide. Cette cavitation, si elle persiste dans le temps, peut entraîner des dommages à certaines parties de la pompe.

VI.8.2 LES CONSÉQUENCES DE LA CAVITATION :

- ✓ La formation de bulles de vapeur à l'aspiration, suivie de leur condensation rapide à l'intérieur ou à la sortie de la roue lorsque la pression augmente.
- ✓ L'implosion des bulles de vapeur au niveau de la roue, créant des forces destructrices.
- ✓ Des vibrations inhabituelles dans la pompe.
- ✓ Un bruit anormal pendant le fonctionnement de la pompe.
- ✓ La détérioration des garnitures d'étanchéité en raison des vibrations excessives.
- ✓ L'arrachement de matériau dans les zones d'implosion des bulles.
- ✓ Une diminution du débit pompé lorsque le phénomène de cavitation se produit, entraînant une baisse des performances de la pompe.
- ✓ Une détérioration globale de la pompe due à l'impact continu de la cavitation.

VI.8.3 LA HAUTEUR D'ASPIRATION ADMISSIBLE :

Afin de prévenir la cavitation, il est essentiel de vérifier la condition suivante :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_R$$

$(NPSH)_R$: Charge nette d'aspiration requise, fournie par le fabricant de la pompe

$(NPSH)_d$: Charge nette d'aspiration disponible, calculée comme suit :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_R + r$$

Où r représente une marge de sécurité, généralement établie entre 0,3 mètres et 0,5 mètres. Dans ce cas, nous utilisons r = 0,3 mètres.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse spécifique, il existe une hauteur limite d'aspiration en dessous de laquelle il est impératif de rester.

Dans notre station en fait l'installation en aspiration :

$$h_{asp}^{adm} = P_{atm} - (NPSH)R - r - h_v - \Delta h_{asp} - \frac{Va^2}{2 \times g}$$

Sachant que :

Va : vitesse dans la conduite d'aspiration (m/s)

$$Va = \frac{0.015}{\frac{\pi \times 0.125^2}{4}} = 1.22\ m/s$$

Patm : pression atmosphérique (M.C.E)

Pat = 10,33-0,00139 * H =9.74

Avec : H : altitude de la station. (420 m)

h_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

Tableau VI.2 : La tension de vapeur d'eau en fonction de température

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

La pression de vapeur de l'eau sera sélectionnée à une température de 20°C.

Δh_{asp}: Perte de charge totale du coté aspiration

Application numérique :

$$h_{asp}^{adm} = 9.74 - 3.63 - 0.5 - 0.24 - \frac{8\times0.01\times10\times0.015^2}{\pi^2\times9.81\times0.125^5} - \frac{1.22^2}{2\times9.81} = 5.23\ m$$

On a la hauteur de la bâche d'aspiration h = 4 m $< h_{asp}^{adm}$

Donc elle vérifie la condition : $(NPSH)_d > (NPSH)_R + R$

$$(NPSH)d = 9.74 - 4 - 0.24 - \frac{8 \times 0.01 \times 10 \times 0.015^2}{\pi^2 \times 9.81 \times 0.125^5} - \frac{1.22^2}{2 \times 9.81}$$

$$(NPSH)d = 5.36 > 3.63 + 0.5$$

VI.9 LES DIMENSIONS D'UN BÂTIMENT POUR UNE STATION DE POMPAGE :

Plusieurs paramètres sont considérés lors de la détermination du type de construction d'une S-P

- ✓ La technique de raccordement pour relier le bâtiment avec la prise d'eau
- ✓ Fluctuations du niveau d'eau
- ✓ Matériaux de construction utilisés.
- ✓ La stabilité du sol est cruciale.
- ✓ Les types de moteurs et de pompes utilisés.

En Algérie, les bâtiments de surface sont le type de construction le plus couramment utilisé. Cela est particulièrement évident dans les zones à terrain rocheux solide, où le choix préféré est d'ériger des structures surélevées. Par exemple, toute l'ossature de la gare est surélevée, reflétant cette tendance aux bâtiments de surface.

VI.9.1 MÉTHODOLOGIE DE CONSTRUCTION DE L'ÉDIFICE:

La section souterraine, qui peut être préfabriquée, est construite en béton armé, tandis que la brique est également utilisée pour les structures murales.

La détermination de la taille appropriée pour une station de pompage nécessite un examen attentif de tous ses composants internes et environnants. Cela comprend le réservoir d'eau, les tuyaux d'aspiration et de refoulement et d'autres facteurs pertinents.

Le dimensionnement d'une station de pompage dépend de plusieurs facteurs cruciaux, notamment la taille des groupes et des tuyaux, les composants spécialisés, le nombre de pompes et l'inclusion obligatoire d'une pompe d'urgence.

VI.9.1.1 PARTIE SUPÉRIEURE DU BÂTIMENT:

La partie supérieure d'un bâtiment destiné à abriter une station de pompage est généralement de forme rectangulaire et comprend des salles de machines, une plate-forme pour le montage et le démontage des équipements, une salle annexe pour le bureau d'exploitation, les toilettes, la salle de stockage et la salle des armoires électriques. Pour assurer un fonctionnement optimal de la station de pompage, il est recommandé de respecter des hauteurs normalisées (Hb) allant de 3,5 m à 6 m, ainsi que des longueurs de bâtiment (lb) variant de 3 m à 24 m, avec des distances entre les poteaux de 3 m à 12 m. En cas de bâtiments de plus de 18 m de long, il est conseillé de prévoir deux sorties et de placer la plate-forme de montage à l'entrée du bâtiment. Pour les grandes stations de pompage, il est préférable de réaliser deux plates-formes de montage et de respecter les normes de sécurité pour les distances entre les équipements afin de faciliter le mouvement du personnel.

- ✓ Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m
- ✓ Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de L >2m.
- ✓ Distance entre les armoires de commande
- ✓ Dimensions des portes 3×3 ; 3,6×3,6 ; 4×3 ; 4,2×4 ; 4,8×5,4
- ✓ La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

VI.9.1.2 TYPES DES BÂTIMENTS DES STATIONS DE POMPAGE:

Tableau VI. 3: type des bâtiments des stations pompages

Type de bâtiment	Bloc	Bloc séché	Bloc mouillé	Surface semi - enterré
Q(m^3/s)	≥2	2≥	6≥	1.6≥
Type de pompe	Axiale centrifuge	P.centrifuge	P.noyé	axiale
Variation de plan d'eau	1-2	1-3	/	important

VI.9.1.3 AVANTAGE ET INCONVÉNIENTS :

Tableau VI. 4: les inconvénients et les avantages de chaque type de bâtiment

Type de bâtiment	Avantage	Inconvénient
Bloc	-Débit important -Les pompes sont en charge	-Prix de génie civil très élevé -Prévoir obligatoire un system de drainage
Bloc séché	-L'amorçages peut être évité en installant les pompes en charge	-Prix élevé
Bâche mouillé	Les pompes sont en charge	Prix très élevé
De surface	Cout génie civile relativement faible	L'amorçage des pompes obligatoire

VI.9.2 DIMENSIONNEMENT DE LA BACH D'ASPIRATION :

Tableau VI. 5 : calcule volume de la bâche d'aspiration

Heures	Consommation (%)	Refoulement (%)	Départ d'eau du réservoir	Arrivée d'eau au réservoir	Reste dans le réservoir
0 - 1	0	5	-	5	-5
01-02	0	5	-	5	0
02-03	0	5	-	5	5
03-04	0	5	-	5	10
04-05	5	5	-	-	10
05-06	5	5	-	-	10
06-07	5	5	-	-	10
07-08	5	5	-	-	10
08-09	5	5	-	-	10
09-10	5	5	-	-	10

10-11	5	5	-	-	10
11-12	5	5	-	-	10
12-13	5	5	-	-	10
13-14	5	5	-	-	10
14-15	5	5	-	-	10
15-16	5	5	-	-	10
16-17	5	5	-	-	10
17-18	5	5	-	-	10
18-19	5	5	-	-	10
19-20	5	5	-	-	10
20-21	5	0	-5	-	5
21-22	5	0	-5	-	0
22-23	5	0	-5	-	-5
23-24	5	0	-5	-	-10
Totale	100%	100%	20	20	

Donc :

$P(\%) = \text{Max}\ (|\Delta P +|) + \text{Max}(\ |\Delta P -|\ )$

$P(\%) = |10| + |-10| = 20\ \%$

Alors

- ✓ V_{bach}: capacité d'utiles de bach d'aspiration (m3),
- ✓ *P%*: fraction horaire maximum du débit maximum journalier. (P%=20 %)
- ✓ Qmax.j: Débit Refouler journalier (1269 m3/j).

$$V_{bach} = \frac{P(\%) \times Qmax.j}{100}$$

$$V_{bach} = \frac{20 \times 1269}{100} = 250\ m^3$$

La bâche d'eau projetée dans capacité 250 m^3, d'une forme rectangulaire avec la dimension suivant :

- Longeur = 10 m
- Largeur = 6 m
- Hauteur = 4 m

VI.9.3 DIMENSIONNEMENT DU BÂTIMENT:

1. La hauteur du bâtiment :

- Hb = H_5 + H_6 + h_7 + h_8 + h_9
- H_5 : Distance verticale H_5 = Hp + H_{socle} + $H_{reserve}$
  - $H_{reserve}$ = 0,5 m
  - H_{socle} = (20 ÷60) cm en prend H_{socle} = 60 cm
  - Hp : Hauteur de la pompe est égale à 1688 mm = 1.688 m
  - H_5= 0.6 + 0,5 + 1.688 = 2.788 m
- h6 : Hauteur réservée à l'homme.

  h6 = 2,2 m
- h7 : Hauteur de chariot

  h7 = 0,3 m
- h8 : Hauteur profilée

  h8 = 0,8 m
- h9 : Hauteur de sécurité

  h9 = 0,5 m

Donc :

- Hb = 2.788 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 6.588 m

Hb = 7 m

2. Largeur du bâtiment :

Lb = Lp + Lasp + Lsin + Lc + Lr

- Lr : (0,8 – 1,2) m : réserve on prend Lr = 1 m
- Lp : Largeur de la pompe = 764 mm => on prend Lp= 0.8 m

Pour déterminer la langueur d'aspiration, il faut d'abord déterminer les langueurs des pièces utilisées (tronçon, convergent, clapet pied crépine).

- Lc= 0,247 m
- Ltr = 0.25 m,
- De = 0.175 m

Pour le refoulement nous avons :

- Ltr = 0,25 m
- Ld = 0.3 m.

Pour le robinet vanne après consultation du catalogue on a choisie :

Un robinet vanne :

- Largeur = 310 mm
- Longueur = 385 mm
- Hauteur = 1272 mm
- D = 125 mm

Donc :

Lb= 1+0.8 + 0.25 + 0.25 + 0.175 + 0.25 + 0.3 + 0.31= 3.338 m

On prend largeur normalisé**:** L = 7 m

3. Longueur de bâtiment :

- on a deux pompes (pompe + 1 secours)
- Distance entre 2 deux pompes voisines= 1.2 m
- Longueur de la plateforme de montage=1.5 m
- Longueur de l'armoire électrique=2m
- Longueur du bureau du personnel.=1.5m
- L : Longueur de la pompe=0.38 m
- Lb = (2*0.38) + 1,2 + 1,5 + 2 + 1.5=6.96m

➔On prend comme longueur normalise : ➔Lb=14m

4. Locaux de personnel :

Bureau de chef d'exploitation :

- On choisit la hauteur de 3 m et une dimension de surface (4×3) m^2

Bureau de personnel:

- On choisit la hauteur de 3 m et une dimension de surface (5× 3) m^2

Salle de commande :

- On choisit la hauteur de 3 m et une dimension de surface (5×3) m^2

La surface des fenêtres :

- Sf= 12.5% Surface de la salle des machines
- Surface de fenêtre = $0.125 \times 7 \times 14 = 12.25 m^2$

nombre des fenêtre :

- n = ∑Sf / Sf ; sachant que la dimension de fenêtre = (1.4× 2.2)

$$\mathbf{n} = \frac{12.25}{1.4 \times 2.2} = 3.97$$

- nombre des fenêtres = 3

Dimension de portail :

On a la dimension de mure de 7 m hauteur et de 4m largeur

- On prend la taille normalisé de (3×3)

Dimension de de portail de secondaire :

- On prend la taille normalisé de (1.6×2.2)

VI.10 CONCLUSION:

D'après ce chapitre on a vu tous les procédures de dimensionnement d'une station de pompage et on a amène tous le system de pompage a partir le premier point qui est le FOURAGE jusqu'à dernier point qui est la point de refoulement

Tableau VI. 6 Résumé sur le paramètre caractéristique de la station de pompage

Paramètre	Description
NPSH Disponible	5.36 mètres
Débit de la Pompe	15 (l/s).
Type de Pompe	Centrifuge monobloc de surface à axe vertical
Nombre de Pompes	1 pompe avec 1 de secours
HMT	120 m.
Diamètre de la Tuyauterie	Diamètre d'aspiration et refoulement 125 mm
Température du Liquide	20 °C
Viscosité du Liquide	$1{,}007 \times 10^{-6}$ (m^2/s).
Densité du Liquide	1000 kg/m^3
Altitude de l'Installation	420 m au niveau de mer
Dimensionnement du Bâtiment de la Station de Pompage	Forme rectangulaire avec les dimensions de Longueur 14 m, Largeur 7 m et Hauteur 7 m
Dimensionnement du Bassin d'aspiration	Forme rectangulaire avec les dimensions de Longueur 10 m, Largeur 6 m et Hauteur 4 m

.

CHAPITRE VII:

PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER

VII. INTRODUCTION

L'examen approfondi des méthodes de protection de la canalisation revêt une importance capitale afin de réduire les impacts engendrés par les contraintes longitudinales, les forces de déformation elliptique, les agressions du sol ainsi que les surpressions et dépressions. En adoptant une telle approche, des économies significatives peuvent être réalisées dans le processus de construction des conduites.

Il est donc impératif de prendre en considération certains facteurs essentiels lors de la planification de l'excavation et de la mise en place de la canalisation.

VII.1 DEFINITION DE COUP DE BELIE :

- ✓ Le coup de bélier, un phénomène caractéristique du régime transitoire, se présente sous la forme d'oscillations dans les conduites qui surgissent suite à des modifications brusques du débit d'écoulement.
- ✓ Toute variation rapide du débit d'écoulement dans une conduite en charge génère une succession d'ondes de pression qui se propagent le long du conduit et rebondissent à ses extrémités. Ces séquences d'ondes induisent des fluctuations de pression qui s'additionnent arithmétiquement à la pression initiale normale présente en chaque point. Ces effets peuvent entraîner soit des élévations de pression risquant d'être nuisibles pour la conduite et ses équipements, soit des dépressions pouvant aboutir à des phénomènes de cavitation. Ce phénomène transitoire est couramment désigné sous le nom de "coup de bélier".
- ✓ Il est employé pour désigner une onde de choc hydraulique résultant du brusque arrêt de circulation d'un liquide non compressible, tel que l'eau, au sein d'une canalisation. En d'autres termes, il décrit l'interruption abrupte du flux d'eau

VII.2 LES PRINCIPALES CAUSE DE PHENOMENE :

Le coup de bélier peut être déclenché par plusieurs facteurs, notamment :

- ✓ L'ouverture ou la fermeture rapide des vannes dans les conduites en charge avec un écoulement gravitaire.
- ✓ L'arrêt subit des pompes dans les conduites sous pression causées par le refoulement.
- ✓ La coupure soudaine de l'alimentation électrique dans une station de pompage, ce qui est la cause la plus courante du phénomène de coup de bélier.
- ✓ Le démarrage simultané ou séparé d'un ou plusieurs groupes électropompes.

VII.3 CONSEQUENCE DU COUP DE BELIE :

- ✓ Déboîtement des conduites : Les forces engendrées par le phénomène peuvent provoquer le désalignement des tronçons de canalisation.
- ✓ Détérioration des joints : Les ondes de pression induites peuvent altérer les joints de raccordement entre les sections de tuyauterie.
- ✓ Érosion des joints, rendant la conduite non étanche : Les pressions fluctuantes peuvent conduire à une érosion progressive des joints, entraînant des fuites et une perte d'étanchéité.
- ✓ Détérioration des revêtements intérieurs : Les variations de pression répétées peuvent endommager les revêtements internes de la conduite.
- ✓ Rupture de la conduite, éclatement dû à la surpression et écrasement dû à la dépression : Les extrêmes de pression engendrés par le coup de bélier peuvent provoquer la rupture de la conduite en raison d'une surpression excessive, ainsi que son écrasement en cas de dépression extrême.

VII.4 ANALYSE PHYSIQUE DU PHÉNOMÈNE DU COUP DE BÉLIER

Lorsque l'on procède à l'arrêt d'une ou plusieurs pompes, le flux de débit au travers de la station de pompage est interrompu de manière brusque. Les clapets anti-retour positionnés en aval des pompes se ferment afin d'empêcher le vidage de la conduite.

Dans l'analyse du phénomène de coup de bélier, quatre phases distinctes peuvent être envisagées: (Nous adoptons comme unité de temps une période d'aller-retour d'onde, soit : 2L/a)

- ✓ **PHASE INITIALE :**

Lors de cette première phase, l'eau continue à monter dans la conduite, mais l'alimentation en eau est interrompue. Par conséquent, une dépression se forme progressivement en partant de la pompe, traversant les tronçons de conduite successifs. Cela entraîne une diminution de la pression et une contraction élastique du diamètre de la conduite.

L'onde de dépression se propage à une vitesse de "a" le long de la conduite. Le temps nécessaire à cette onde pour atteindre le réservoir est égal à L/a (où L’est la longueur de la conduite et a est la vitesse de propagation de l'onde).

À la fin de cette phase, la conduite est totalement en état de dépression, et l'eau à l'intérieur est immobile.

- ✓ **DEUXIÈME PHASE :**

Durant cette étape, la conduite, qui s'est déformée à l'intérieur de ses limites élastiques, commence à retrouver son diamètre initial.

En partant du réservoir, les tranches successives de la conduite reprennent leur forme normale, ce qui permet à l'eau de recommencer à redescendre à l'intérieur de la conduite. À la fin du temps L/a (soit 2L/a depuis le début), l'intégralité de l'eau a redescendu le long de la conduite. Cependant, elle se heurte au clapet de protection de la pompe qui s'est fermé, ce qui empêche son retour.

- ✓ **TROISIÈME PHASE :**

Dans cette troisième étape, la première portion de fluide qui est en contact avec le clapet sera comprimée par les parties suivantes du fluide, ce qui entraîne une expansion de la conduite. Une onde de pression se propage alors le long de la conduite, en direction de la pompe vers le réservoir.

À la fin du temps L/a (c'est-à-dire 3L/a depuis le début), l'ensemble de la conduite a subi une dilatation, et l'eau à l'intérieur est immobile tout en étant soumise à une pression accrue

- ✓ **QUATRIÈME PHASE :**

Grâce à l'élasticité de la conduite, celle-ci retrouve progressivement son diamètre initial, en partant du réservoir en direction de la pompe. Au bout du temps L/a (soit 4L/a depuis le début), la situation est identique à celle qui était présente au moment où le moteur de la pompe s'était désactivé.

Ce cycle de phénomènes se répéterait en boucle indéfiniment s'il n'était pas atténué par les pertes de charge régulières présentes dans le système.

VII.5 MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BÉLIER :

Plusieurs méthodes de protection contre le coup de bélier sont disponibles. Elles agissent soit en ralentissant les changements de vitesse du fluide, soit en limitant les surpressions par rapport aux dépressions.

L'utilisateur doit établir les limites de surpression et de dépression engendrées par le coup de bélier, et prendre en compte le tracé de la canalisation pour déterminer le type de protection à mettre en œuvre :

VII.5.1 VOLANT D'INERTIE :

Le volant d'inertie, rattaché à l'arbre de la pompe, joue un rôle essentiel en prolongeant la durée d'arrêt de la pompe en cas d'arrêt soudain. Il réalise cela en restituant l'énergie accumulée pendant le fonctionnement normal au moment où l'arrêt survient.

Cet équipement est particulièrement efficace pour protéger les conduites contre les dépressions, principalement dans le cas de conduites de faible diamètre et dont la longueur ne dépasse pas 100 mètres.

VII.5.2 SOUPAPE DE DÉCHARGE :

Il s'agit d'un élément anatomique qui s'ouvre pour permettre le passage d'un debit défini dès que la pression interne atteint un niveau préétabli. Cela peut être une mesure efficace de protection contre les excès de pression, à condition d'être maintenu adéquatement. Cependant, son inconvénient réside dans la perte d'eau potable à l'extérieur de la canalisation.

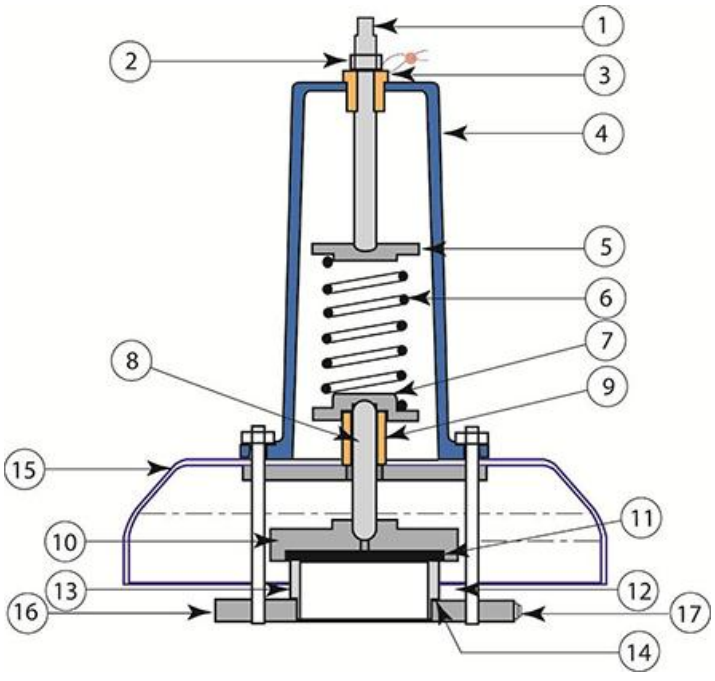


Figure VII. 1: schéma descriptive de la soupape de décharge (catalogue d'entreprise PAMLINE)

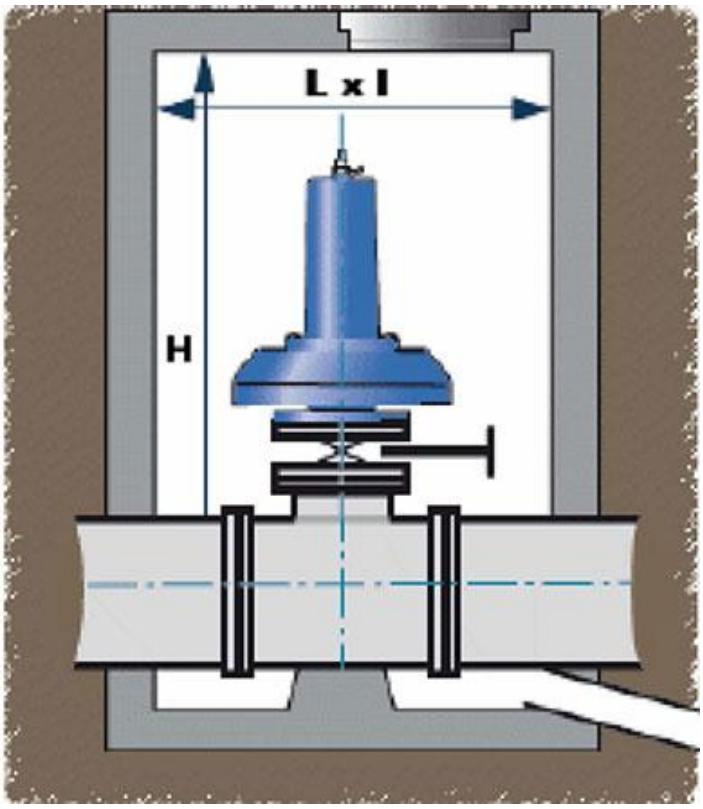


Figure VII. 2: installation de soupape sur la conduite (catalogue d'entreprise PAMLINE)

VII.5.3 LES CHEMINÉES D'ÉQUILIBRE :

Elle assure la sécurité des systèmes en les préservant à la fois des pressions excessives et des pressions négatives. Son installation rentable n'est envisageable que lorsque la différence de hauteur est réduite. En raison de son envergure, son utilisation est déconseillée dans les approvisionnements en eau potable

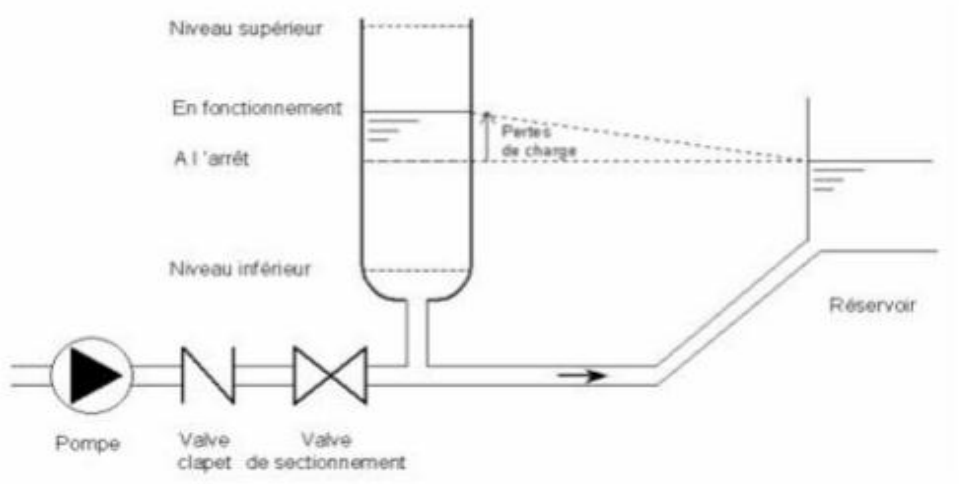


Figure VII. 3 : Le principe de disposition de cheminée d'équilibre

VII.5.4 LES RÉSERVOIRS D'AIR :

Un réservoir d'air représente un stockage comprimé situé dans un récipient en métal, positionné à la station de pompage et connecté en aval immédiat de la valve de refoulement.

Le réservoir d'air assure un flux ininterrompu d'eau dans la conduite après la désactivation de la pompe. C'est un mécanisme simple qui sécurise l'installation en prévenant à la fois les dépressions et les surpressions

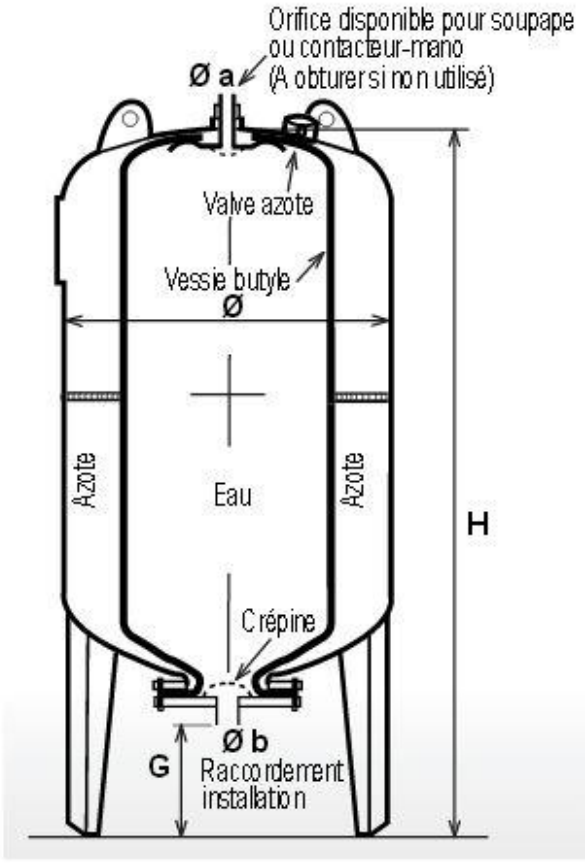


Figure VII. 4: réservoir d'air (anti-bélier)

VII.6 FONCTIONNEMENT GÉNÉRAL :

Le système comprend un réservoir renfermant à la fois de l'eau et de l'air. En mode de fonctionnement standard, la pression de l'air à l'intérieur s'équilibre avec la pression dans la conduite à un point spécifique.

Lorsque le groupe est mis hors service, le clapet se referme automatiquement en raison de l'absence de pression fournie par la pompe. Cela entraîne une détente de l'air piégé dans la cloche, provoquant le refoulement de l'eau dans la conduite. L'eau, qui perd sa vitesse après l'arrêt, revient en arrière et remonte dans la cloche. Ce processus contribue à augmenter la pression dans la conduite de refoulement.

VII.7 AVANTAGES ASSOCIÉS À L'UTILISATION D'UN RÉSERVOIR D'AIR :

- ✓ Il joue un rôle essentiel dans la prévention des situations de surpression et de dépression. Son utilisation est particulièrement recommandée pour les hauteurs de refoulement moyennes et importantes.
- ✓ Son installation est aisée et sa gestion s'avère simple, facilitant ainsi son contrôle.

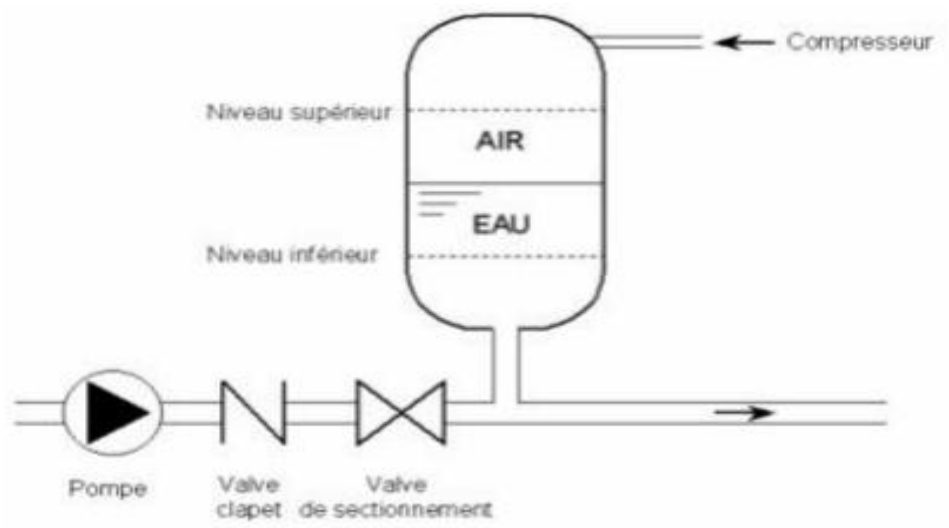


Figure VII. 5: Le principe de disposition du réservoir d'air anti-bélier

VII.8 PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BÉLIER :

VII.8.1 CALCUL DES VOLUMES DES RÉSERVOIRS D'AIR

Le dimensionnement du volume du réservoir d'air permet de calculer les niveaux maximaux de surpression et de dépression dans les conduites de refoulement. Pour ce faire, la méthode de Vibert est utilisée, laquelle permet également de déterminer la taille du réservoir d'air requis.

La méthode de Vibert est particulièrement adaptée aux petites installations, fournissant des résultats fiables. Cependant, pour les installations de plus grande envergure, cette méthode pourrait entraîner des estimations de volumes de réservoir d'air plus importants que nécessaire.

- ↳ Calcul des dimensions des réservoirs d'air selon l'approche de Vibert :
  Nous procédons à l'évaluation de la vitesse de propagation des ondes en utilisant la formule améliorée développée par SALAH.B spécifiquement pour les conduites enterrées.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{k \times 2 \times a \times (1 - v_m^2) \times (1 - v_s)}{(1 - v_m^2) \times a \times E_s + E_m \times e_m \times (1 - v_s)}}}$$

Cette formule a été développée par monsieur SALAH.B et est largement utilisée dans des contextes pratiques. Elle permet de calculer la vitesse de propagation de l'onde de coup de bélier spécifiquement pour les conduites enterrées. Les résultats obtenus avec cette formule sont généralement précis et pertinents, quelle que soit la nature de l'installation étudiée

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 = 1 000 kg / m3

E_m : module de Young du matériau de la conduite, E_m =1,2 *10^{11} pour le PEHD.

Es : module de Young du sol ; Es = 2*108 Pascal

υ_m : coefficient de poisson du matériau, υ_m= 0,46 pour le PEHD.

υ_s: coefficient de Poisson du sol entourant la conduite, υ_s=0.33

e_m : épaisseur de la conduite en (m)

a : rayon intérieur de la conduite en(m)

- Calcule de la célérité dans la conduite :

C = 1343.08 m/s

- La formule suivante permet de calculer la valeur maximale du coup de bélier :

- $B = \frac{C \times V_0}{g}$
- $B = \frac{1343.08 \times 1.2}{9.81}$ = 164.29 m

Avec :

V_0 : La vitesse d'écoulement en régime normal (m/s).

g : l'accélération de la pesanteur (9,81 m^2/s).

C : La célérité d'onde (m/s).

Hg : la hauteur géométrique (m).

- La valeur de la surpression est donnée par la formule suivant :

- $H_{max} = Hg + B$
- $H_{max} = 88 + 164.29$
- $H_{max} = 252.29$ m

- La valeur de la dépression est donnée par la formule suivant :

- $H_{min} = Hg - B$
- $H_{min} = 88 - 164.29 = -76.29$ m

En l'absence de protection, une cavitation se produira dans la conduite, car la dépression de -76.29 est inférieure à la dépression admissible dans la conduite.

D'après l'abaque de vibert :

- La charge statique absolue :

- $Z_0 = Hg + 10 = 88 + 10 = 98$ m

- La charge maximale absolue :

- $Z_{max} = Hg + 10 + B$
- $Z_{max} = 88 + 10 + 164.29 = 262.29$ m

Nous avons :

- $\frac{Zmax}{Z0} = \frac{262.29}{98} = 2.676$

On calcule le rapport de :

- $\frac{H0}{Z0} = \frac{V^2}{2 \times g \times Z0} = \frac{1.2^2}{2 \times 9.81 \times 98} = 7.489 \times 10^{-4}$

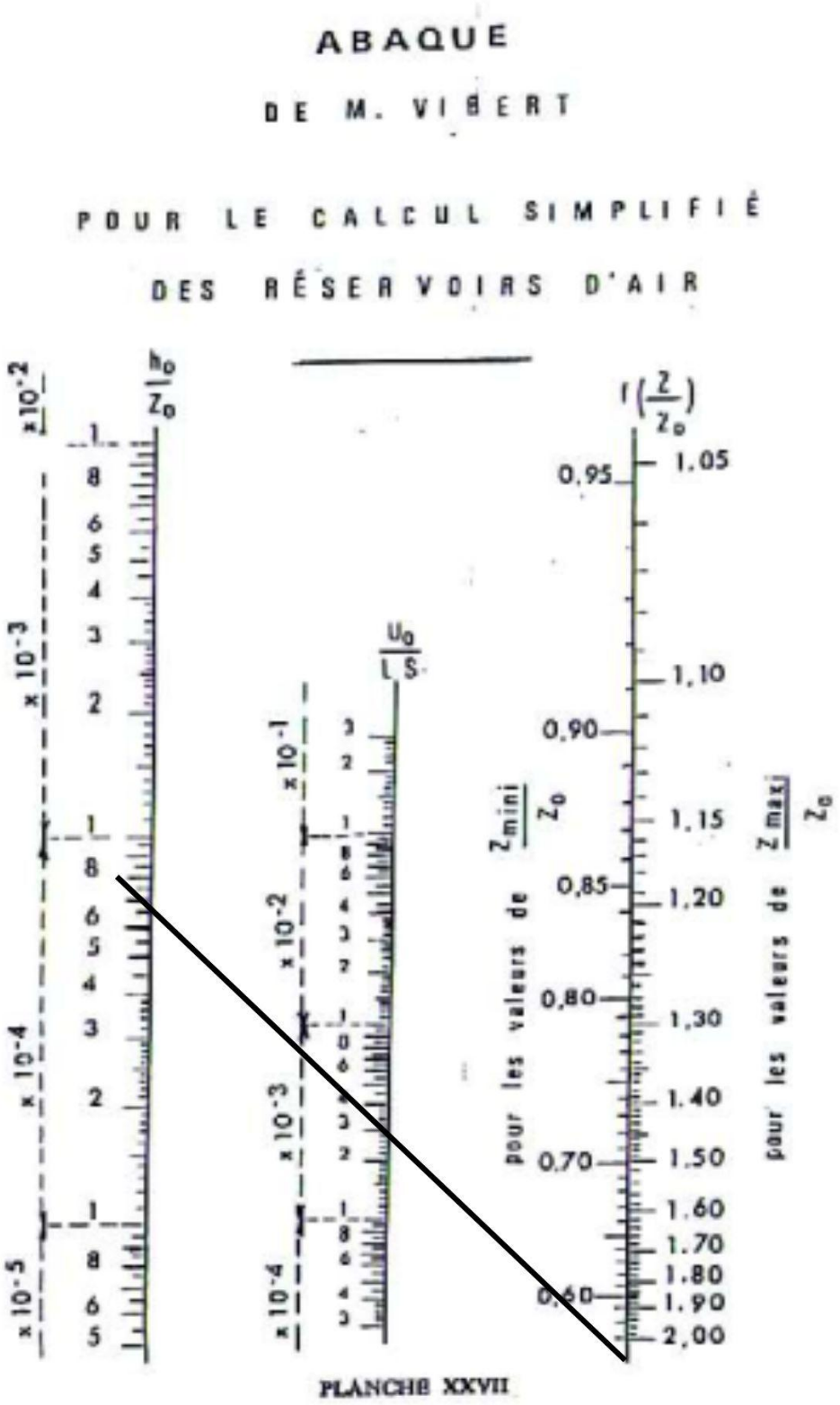


Figure VII. 6 : l'abaque de VIBERT

- D'après l'abaque de Vibert on a :

$$\frac{\text{Zmin}}{\text{Z0}} = 0.5$$

$$\frac{\text{U0}}{\text{L} \times \text{S}} = 3 \times 10^{-3}$$

- Calcule volume de réservoir :

↳ $U_0 = 3 \times 10^{-3} \times L \times S = 3 \times 10^{-3} \times 1400 \times \frac{3.14 \times 0.125^2}{4} = 0.0515\ m^3$

-Calcule de Z_{mini} :

↳ $Z_{mini} = 0.5 \times Z_0 = 49\ m$

- Calcule de volume d'aire maximale dans le réservoir :

↳ $Umax = \frac{u_0 \times Z_0}{Z_{mini}} = \frac{0.0515 \times 98}{49} = 103$ litre

En prenant en considération la sécurité, le volume du réservoir sera :

↳ U_{max} + 100 litre = 200 litre (Volume normalisé)

- On va vérifier la dépression :

$$\Delta H = Hg - (Z_{mini} - 10) = 98 - (49 - 10) = 59\ m$$

La pression est positive, donc il y a pas une dépression juste a la sortie de la pompes implique pas de cavitation

VII.9 INSTALLATION DU RÉSERVOIR D'AIR

Le réservoir d'air sera positionné après le clapet (pompe), à une distance "L" calculée en fonction du temps de fermeture du clapet et de la vitesse de propagation des ondes.

Il est recommandé de l'installer à l'extérieur du bâtiment abritant la station de pompage, ceci dans le but de minimiser la congestion à l'intérieur de la salle des machines et de réaliser des économies sur les travaux de génie civil.

VII.10 RACCORDEMENT DU RÉSERVOIR D'AIR AVEC LA CONDUITE DE REFOULEMENT :

Lorsque la cloche à air est connectée directement au refoulement sans l'intervention d'un mécanisme de freinage, cela entraînerait une série d'oscillations qui ne seraient pas ou très peu amorties. Pour résoudre ce problème, il est nécessaire d'introduire un rétrécissement à la base de la cloche, qui amortira rapidement ces oscillations et réduira également le volume de la cloche.

Ce rétrécissement peut être réalisé de trois manières :

- ✓ Par l'utilisation d'un diaphragme.
- ✓ Par l'installation d'une tuyère.
- ✓ Par la mise en place d'un clapet percé avec un battant.

Dans notre cas, nous optons pour l'utilisation de tuyères, car elles engendrent une perte de charge plus importante lors du retour de l'eau dans le réservoir d'air que lors de l'écoulement vers la conduite. Les tuyères, opérant lors du retour de l'eau de manière similaire à un ajutage rentrant de BORDA, permettent théoriquement d'avoir une perte de charge quatre fois supérieure lors du retour par rapport à l'aller.

VII.11 CONCLUSION:

Il est indubitable que le coup de bélier est un phénomène qui engendre des conséquences très préjudiciables pour la canalisation, telles que la fatigue du matériau, le risque d'implosion et même des ruptures franches. Par conséquent, l'installation de réservoirs d'air permet de restreindre ces effets néfastes.

Il en découle que la méthode de SALAH.B. Permet de déterminer un volume de réservoir d'air inférieur à celui qui serait requis dans le cas où la conduite serait laissée libre, ce qui se traduit par une économie en termes de dimensionnement de ce mécanisme de protection.

CHAPITRE VIII:

ORGANISATION DE CHANTIER

VIII. INTRODUCTION :

La gestion de projets englobe un ensemble d'outils et de techniques destinées à aider les responsables de projets et leurs équipes à gérer les différentes étapes d'un projet. Dans le domaine de l'hydraulique, l'attention se porte sur la mise en place de canalisations.

VIII.1 VARIÉTÉ DES TECHNIQUES DE POSE DE CANALISATIONS :

Diverses méthodes sont employées pour la mise en place de canalisations dans le cadre d'un projet :

- ✓ Pose de canalisations dans des terrains standards ;
- ✓ Installation de canalisations dans des terrains peu solides ;
- ✓ Implantation de canalisations dans des zones marécageuses ;
- ✓ Pose de canalisations en galerie ;
- ✓ Traversée de cours d'eau ;
- ✓ Pose de canalisations sans nécessiter d'excavation.

VIII.2 ENGINS DE TERRASSEMENT :

L'utilisation d'équipements permet de rationaliser les coûts et les délais du projet. Parmi les engins mobilisés, on compte :

- ✓ Une excavatrice hydraulique ;
- ✓ Un chargeur ;
- ✓ Un dispositif de vibration du sol pour compacter les tranchées et les excavations ;
- ✓ Un camion
- ✓ Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :
- ✓ Marquage sur le terrain :

Le tracé de la tranchée est marqué sur le terrain en utilisant des jalons disposés en ligne droite, avec un espacement de 50 mètres entre eux. Cette opération consiste à mesurer les distances correspondantes sur le plan et à fixer des repères ou des bornes en conséquence. Cette méthode permet de définir clairement la direction des axes et leurs points d'extrémité.

1. NIVELLEMENT DE LA SURFACE DE POSE :

Le nivellement consiste à mesurer les variations d'altitude entre deux points ou plus situés sur une pente uniforme. Cette procédure vise à établir le profil topographique d'un terrain en fixant l'altitude de plusieurs points de référence. Toutes les altitudes sont données par rapport à un niveau de référence appelé "plan de comparaison". Lorsque le terrain présente des obstacles, le nivellement est

réalisé en suivant un cheminement spécifique. Par des calculs simples, on détermine ainsi la hauteur de chaque point et, par conséquent, la profondeur requise des tranchées.

2. EXCAVATION DES TRANCHÉES :

Le processus d'excavation des tranchées se divise en deux étapes distinctes :

- ✓ Enlèvement de la couche végétale.
- ✓ Réalisation des fouilles, incluant la détermination de la largeur et de la profondeur de la tranchée.

A) Enlèvement de la couche végétale :

Avant d'amorcer l'excavation des tranchées, il est impératif de commencer par retirer la couche de terre végétale. Le volume de terre à enlever est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Vcr = L \times b \times e$$

Où :

- ✓ Vcr : volume de terre décapée (en m^3)
- ✓ L : longueur totale des tranchées (en mètres)
- ✓ b : largeur de la couche végétale (en mètres)
- ✓ e : épaisseur de la couche (en mètres)

Cette opération est généralement réalisée selon un processus préétabli.

B) Réalisation des fouilles :

La réalisation des tranchées et du remblai est conditionnée par plusieurs paramètres, à savoir :

- ✓ Les caractéristiques de la conduite
- ✓ La nature du sol
- ✓ La profondeur de pose

La méthode d'exécution, qu'elle soit mécanique ou manuelle, dépend des caractéristiques spécifiques du terrain. La profondeur minimale de la tranchée est de 0,6 mètre, ce qui permet de protéger la canalisation contre les effets du gel et de maintenir la fraîcheur de l'eau par temps chaud.

La largeur de la tranchée doit permettre à un individu de travailler confortablement à l'intérieur et cette largeur augmente en fonction du diamètre du tuyau à installer.

L'excavation de la tranchée est réalisée en tronçons continus, commençant éventuellement par les points les plus élevés afin de favoriser l'écoulement naturel des eaux d'infiltration.

Pour cette opération, l'utilisation d'une pelle mécanique est généralement préférée.

Ainsi, l'excavation nécessite la prise en compte de plusieurs paramètres essentiels, dont la largeur et la profondeur de la tranchée.

VIII.3 CHOIX DES ENGINS :

Le choix des équipements revêt une importance cruciale dans la réalisation des travaux, chaque opération nécessite un équipement spécifique.

1. **Pour le décapage de la couche de terre végétale :**

Dans le cas où le terrain est difficile, on peut utiliser un bulldozer, mais pour un rendement optimal, la niveleuse est l'engin privilégié. On distingue la niveleuse automotrice, appelée motor grader, et la niveleuse tractée, appelée grader. Le motor grader est composé de :

- ✓ Un tracteur à quatre ou deux roues, prolongé par un bras coudé reposant sur un essieu à deux roues directrices.
- ✓ Une couronne circulaire.
- ✓ Une lame montée sur la couronne, permettant divers mouvements pour diverses positions.

Les niveleuses ont plusieurs utilisations en plus du nivellement et de la finition. Elles sont utilisées pour le débroussaillage léger, le décapage de couches végétales minces et l'excavation de fossés inclinés.

2. **Utilisation des niveleuses :**

Les niveleuses sont polyvalentes et peuvent être utilisées pour diverses tâches, telles que :

- ✓ Débroussaillage dans des zones légères sans gros arbustes ni pierres.
- ✓ Décapage de couches végétales peu épaisses.
- ✓ Creusement ou curage des fossés en inclinant la lame sur le côté pour déposer les terres en cavalier sur le bord du fossé.

3. **Pour l'excavation des tranchées :**

L'engin approprié est une pelle équipée d'un godet rétro. Les pelles sont des engins de terrassement polyvalents adaptés à tous types de terrains. Ils fonctionnent par cycles comprenant la fouille, le transport, le déchargement et le retour en position de déblai.

4. **Pour le remblaiement des tranchées :**

Pour les grands projets, un chargeur est recommandé. Les chargeurs sont des tracteurs équipés de bras articulés et d'un godet.

5. **En ce qui concerne le compactage :**

Pour cette opération, un rouleau lisse est approprié. Il est composé d'un châssis, de roues larges en acier au manganèse et d'organes de manœuvre.

Le choix des engins appropriés pour chaque étape est essentiel pour assurer un rendement optimal et des résultats de qualité dans la réalisation des travaux

VIII.4 CHOIX DE LA SECTION TRANSVERSALE DE LA TRANCHÉE :

Il est primordial que la tranchée ait une largeur suffisante pour permettre aux travailleurs de travailler aisément à l'intérieur. Cette largeur doit être ajustée en fonction du diamètre des conduites à installer. L'excavation des tranchées est réalisée par sections successives, en débutant par les points les plus élevés pour faciliter, si nécessaire, l'écoulement naturel des eaux d'infiltration. Ainsi, l'excavation requiert la détermination de plusieurs paramètres essentiels, notamment :

- ✓ La profondeur de la tranchée (Htr)
- ✓ La largeur de la tranchée (b)

1. **Largeur de la tranchée :**

La largeur de la tranchée est calculée en fonction du diamètre de la conduite. On prévoit un espace de 30 cm de chaque côté de la conduite. Formule : b = D + 0,6 m où « b » représente la largeur de la tranchée (en mètres) et D le diamètre de la conduite (en mètres).

2. **Profondeur (Htr) :**

La profondeur doit être adéquate, avec une plage allant de 0,80 m à 1,50 m, afin de garantir la préservation de la conduite contre les fluctuations du risque d'écrasement provoquées par les charges et les surcharge

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite et est calculée selon la formule :

- ↳ Htr = H + h + h1

Où :

- ✓ Htr : est la profondeur de la tranchée (en mètres).
- ✓ D : est le diamètre de la conduite (en mètres).
- ✓ H : est la hauteur de la partie supérieure de la conduite par rapport à la surface du sol (1 mètre est pris ici).
- ✓ h1 : représente l'épaisseur du lit de pose (h1 = 0,15 m).

Ainsi : Htr = 1,15 + D (en mètres).

3. Section de la tranchée :

Les dimensions des tranchées sont influencées à la fois par la profondeur et la résistance du sol.

Cependant, pour les besoins de notre projet, nous allons les traiter sous une forme rectangulaire.

La section de la tranchée est calculée en multipliant sa largeur par sa profondeur.

Formule : W = b * Htr

Où « W » représente la section de la tranchée.

La figure suivante représente une coupe verticale de la conduite :

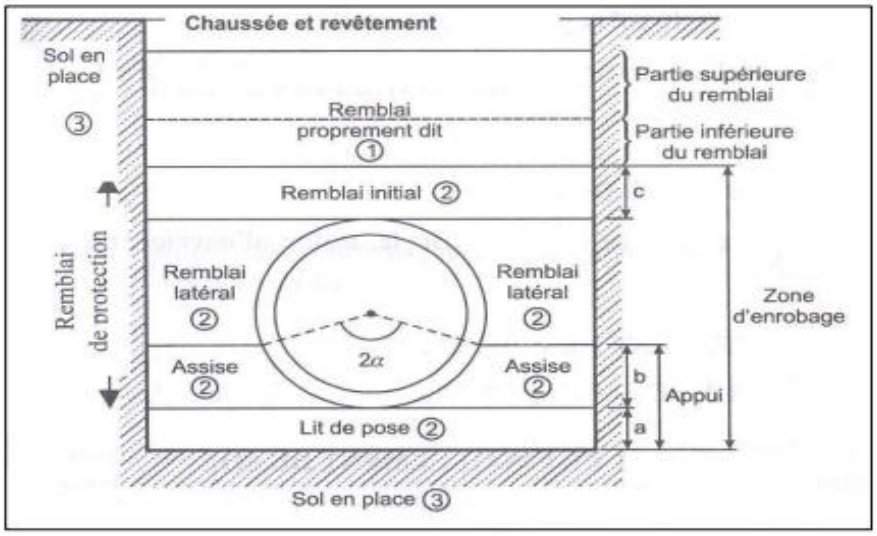


Figure VIII.1 : Schéma d'une tranchée avec une conduite

4. Le volume de déblai :

Le volume de déblai est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$Vd = Str \times L$$

Où :

- ✓ Vd : volume de déblai (en m^3)
- ✓ Str : section de la tranchée (en m^2)
- ✓ L : longueur de la tranchée (équivalente à la largeur de la conduite, en mètres)

Le tableau ci-dessous présente les quantités de déblais et de décapage associées :

Tableau VIII.1 : la quantité des déblais et décapage associées

	linaire	diamètre	largeur	Hauteur de tranché	Volume déblais	V déblais foisonné	Volume décapé
Unité	ml	mm	m	m	m3	m3	m3
Réseaux de distribution	3735,7	63	0,663	1,263	3128,16	3753,79	495,4
	822	160	0,76	1,36	849,62	1019,54	124,9
	2301,49	200	0,8	1,4	2577,67	3093,20	368,2
	12,4	250	0,85	1,45	15,28	18,34	2,1
adduction	1400	125	0,725	1,325	1344,88	1613,85	203,0
Total	8271,59				7915,61	9498,73	1193,64

NB : le coefficient de foisonnement égale 20% fois le volume d'excavation (dépond de la nature de sol)

5. Lit de pose :

Avant d'installer la conduite, il est nécessaire de mettre en place un lit de sable d'une épaisseur de 0,15 mètre, qui est nivelé en suivant les mesures du profil longitudinal. Dans le contexte de notre projet, une épaisseur de 0,2 mètre est prise en considération.

6. Le volume de lit de sable

Le volume de lit de sable est calculé comme suit :

$$Vsable = Ssable \times L$$

Où :

- ✓ Vsable : volume de lit de sable (en m³)
- ✓ L : longueur de la tranchée (en mètres)
- ✓ SSable : surface du lit de sable (en m²)
- ✓ $Ssable = e \times b$
- ✓ e : épaisseur du lit de sable (e = 0,20 m)
- ✓ b : largeur de la tranchée

La surface du lit de sable est calculée en multipliant l'épaisseur du lit par la largeur de la tranchée.

Ainsi, le volume de sable nécessaire est déterminé en fonction de la longueur de la tranchée et de la surface du lit de sable.

Tableau VIII.2 : volume totale de remblais

	linaire	diamètre	largeur	V lit sable	V remblais
Unité	ml	mm	m	m^3	m^3
Réseaux de distribution	3735,7	63	0,663	495,4	3246,8
	822	160	0,76	124,9	878,1
	2301,49	200	0,8	368,2	2652,7
	12,4	250	0,85	2,1	15,6
adduction	1400	125	0,725	203,0	1393,7
Total				1193,6	8186,8

VIII.5 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF D'ADDUCTION ET RESEAU DE DISTRIBUTION :

Le tableau suivant représente devis quantitatif et estimatif

Tableau VIII. 3 : devis quantitatif et estimatif

linaire	diamètre	Prix unitaire	Montant
ml	mm	DA	DA
3735,7	63	1110,15	4147187,4
822	160	7425,44	6103711,7
2301,49	200	28803,04	66289908,5
12,4	250	44557	552506,8
1400	125	2999,42	4199188,0
Les Pièces et accessoires AEP (TES, Coude, Vanne, Vanne de régulation de pression)			10 000 000
Désignation des travaux	Quantité	prix unitaire (DA)	Montant estimatif
m3	m3	DA	DA
décapage	1193,64	300	358092
déblais	9498,73	500	4749365
pose lit sable	1193,6	1000	1193600
remblais	8186,8	300	2456040
Montant total			100049599,4 DA

Montant TVA (19%)	19009423,88 DA
Montant total (TTC)	119059023,2 DA

VIII.6 CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DE LA BACHE D'ASPIRATION :

La bâche d'eau projetée dans capacité 250 m^3, avec la dimension suivant :

- Longeur = 10 m
- Largeur = 6 m
- Hauteur = 4 m

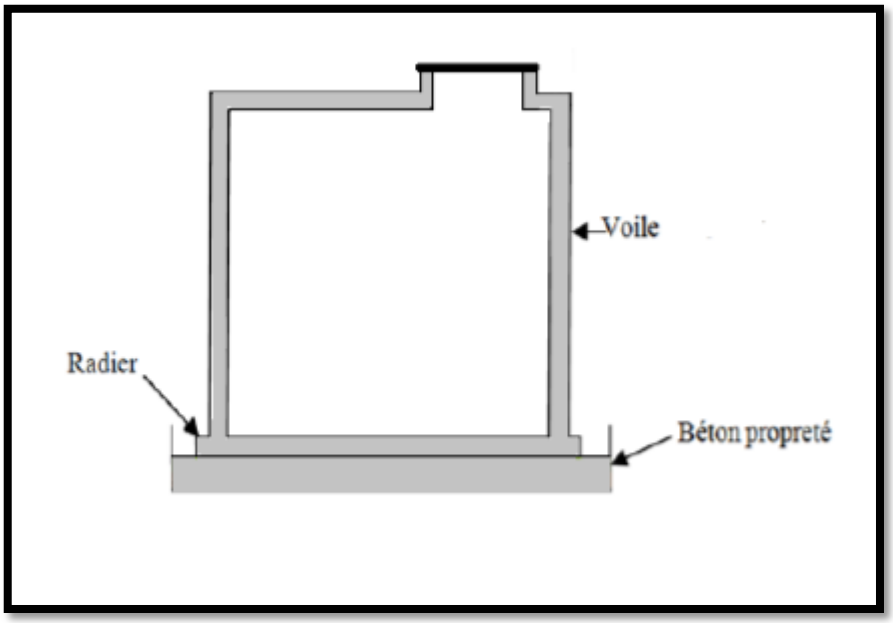


Figure VIII.2 : schéma de la bâche d'aspiration

1. **Calcule volume de Déblai :**

$$VD = (L*l) *H$$

Avec :

- L :la longueur (m) ; $L_D = L_{bach} + (2*0.3) + 1 = 11.6$
- l : la largeur (m) ;$l_D = l_{bach} + (2*0.3*) + 1 = 7.6$
- H : la hauteur du terrassement ; $H_D = H_{bach} + (0.3*2)+0.2 = 4.6$ m

Donc le volume décapé sera :

$$V_D = L_D * l_D * H_D * \alpha$$

$$V_D = 11.6 * 7.6 * 4.6 * 1.2 = 486\ m^3$$

Sachant que :

- ✓ α : Coefficient de foisonnement

2. Volume de béton de propreté :

Le coulage du béton de propreté s'étendra sur une distance de 0,6 m à partir des bords extérieurs de la bâche d'eau. Le volume nécessaire de béton de propreté peut être calculé à l'aide de la formule suivante :

$$V_{bp} = L_{bp} * l_{bp} * H_{bp} .$$

Ou **:**

- ✓ Lbp :la longueur de béton de propreté **(**m) ; Lbp = 10.4 m
- ✓ Lbp : la largeur de béton de propreté **(**m) ; lbp= 6.4 m
- ✓ Hbp : la hauteur de béton de propreté ; Hbp=0.2 m
- ✓ Vbp = 6.4*10.4*0.2 = 13.31 m3

3. Béton armé :

Les composants de la bâche d'eau construits en béton armé comprennent :

- ✓ Le radier de la bâche d'eau.
- ✓ Les voiles de la bâche d'eau.
- ✓ La dalle de la bâche d'eau.

4. Pour le radier :

$$Vr = Lr * lr * Hr$$

Avec :

- ✓ Hr : hauteur de radier (m) ; Hr = 0.3 m
- ✓ Lr : la longueur de béton de radie (m) ; Lr = 10.4
- ✓ lr : la largeur de béton de (m) ; lr = 6.4 m
- ✓ Vr =6.4*10.4*0.3 = 19.96 m3

5. Pour le Voiles :

$$Vv = Lv * e * Hv$$

Avec :

- ✓ Hv : hauteur de le voiles (m) ; Hv = 4.6 m
- ✓ Lv : la longueur de voiles (m) ; Lv = 10.4m
- ✓ Lv : largeur de voiles (m) ; lv= 6.4

- ✓ e : l'épaisseur de voiles (m) ; e = 0.2 m
- ✓ Vv = ((4*10.4*0.2) + (6.4*4*0.2))*2=26.88 m3

6. Pour la Dalle :

$$Vd = Sd * e$$

Ou :

- ✓ Sd : la surface de la dalle (m) ; Sd =6.4 * 10.4 = 67.2 m2
- ✓ e : l'épaisseur de la dalle (m) ; e = 0.2 m
- ✓ Vd = 67.2 * 0.2 = 13.44m^3

VIII.6.1 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE BACHE D'ASPIRATION :

Tableau VIII.4 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE BACHE D'ASPIRATION

désignation des travaux	**unité**	**quantité**	**prix unitaire**	**Montant totale**
travaux de terrassement				
déblais de la bâche	**m3**	486	300	**145800**
construction en béton				
Béton propriété	**m3**	13.31	12000	**159720**
Béton armé	**m3**	60.25	50000	**3012500**
Montant total	**DA**	**3 318 020**		
Montant TVA (19%)	**DA**	**630 423.8**		
Montant total TTC	**DA**	**3 948 443.8**		

VIII.7 CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DE LA STATION DE POMPAGE :

1) Les dimensions de la station de pompage :

- ✓ L : Longueur de station de pompage : 14m
- ✓ l : Largeur de station de pompage : 7 m
- ✓ V_f : Fouille : 1*1*1 (m×m×m)

- ✓ V_s : Semelle : 1*1*0.4 (m×m×m)
- ✓ V_d : Demi-poteau :30*30*60 (cm×cm×cm)
- ✓ S_g : Longrine : 30*40 (cm×cm)
- ✓ D : Dalles (Dinf = Dext) =7cm
- ✓ P : Poteaux :30*30*5.29 (cm×cm×cm)

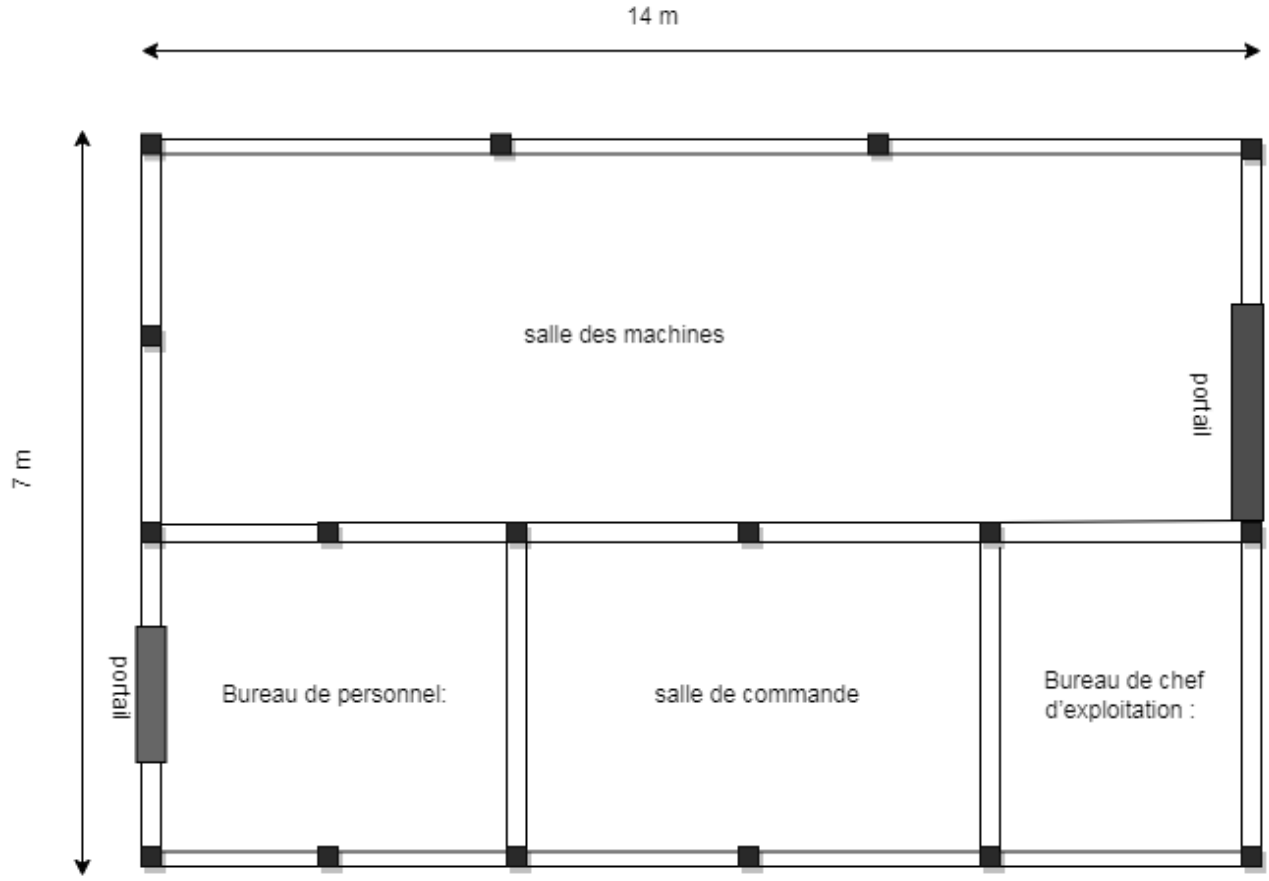


Figure VIII.3 : plan de la station pompage

2) Décapage de terre végétale :

$$V_{déc}=L'*l'*e_{déc}$$

Sachant que :

- ✓ e : l'épaisseur de décapage (m) ; e = 0.2 m
- ✓ L': Longueur de station de pompage (m) :L'=16 m
- ✓ l': Largeur de station de pompage (m) : l'= 9 m
- ✓ $V_{déc}$=16*9*0.2 = 28.8 m^3

3) Déblai des fouilles :

On a : 18 poteaux

$$V_{df} = Vf*N$$

- ✓ N : Nombre des poteaux.

- ✓ D_f=1*1*1*18 =18 m^3

4) Béton de propreté dosé à 150kg/m3 sous semelles :

$$V_{bp}=L_f*l_f*e_{bp}*N_f$$

- ✓ L_f : Longueur de fouilles (m) ; L_f = 1m
- ✓ l_f : Largeur de fouilles (m) ; lf = 1m
- ✓ e_{bp} : l'épaisseur de béton de propreté (m) ; ebp = 0.2m
- ✓ Nf : Nombre de fouilles ; Nf = 18
- ✓ Vbp= 1*1*0.2* 18 =3.6 m3

5) Béton armé dosé à 350kg/m3 pour semelle :

↳ $V_{bs}=Lf*l_f*e_s*N_f$

- ✓ es : l'épaisseur de béton armé = 0.3m
- ✓ Vbs =1*1*0.3*18 = 5.4 m3

6) Béton armé dosé à 350kg/m3 de demi-poteau :

↳ V_D =Vd*Nd

- ✓ Nd : Nombre de demi-poteau ; N_d = 18
- ✓ VD = 0.4*0.4*0.6*18 =1.73 m^3

7) Remblai des fouilles :

↳ $Vr=Vf-(V_{bp} + V_{bs} + V_{demi\text{-}poteau})$

↳ $V_{\mathbf{R}}$= 18- (3.6+5.4+1.73) =7.27 m^3

8) Béton de propreté dosé à 150kg/m3 de sous longrine

↳ Vp =lg *ep* ΣLg

- ✓ ΣLg : la somme de longueur de longrine (m) = 40.8 m
- ✓ lg : Largeur de longrine (m) = 0.4 m
- ✓ Vp = 0.4*0.2*40.8 = 3.264 m3

9) Béton armé dosé à 350 kg/m3 de longrine (inf et sup) :

↳ Vg = (Sg*ΣLg)

- ✓ ΣLg : la somme de longueur de longrine (m) = 40.8 m
- ✓ Sg : surface de longrine (m2) ;(0.3*0.4) m2
- ✓ Vg = (0.12*34.4)= 4.128 m^3
- ✓ Vtg = 4.128 * 2 = 8.256 m^3

10) Béton armé dosé à 350kg/m3 de poteau :

$$V_p = S_p * H_p * N_P$$

- ✓ Sp : surface de poteau (m2) ; (0.4*0.4) m2
- ✓ Hp : hauteur de poteau (m) ; 7 m
- ✓ NP : nombre de poteau (m) ; 18 poteaux
- ✓ Vp = 0.16*7*18 = 20.16 m3

11) Béton armé dosé à 350kg/m3 des dalles (inf et sup) :

$$V_{b\text{-}dalle} = Lc * lc * eb$$

- ✓ eb : l'épaisseur de la chape (m) ; eb = 0.07 m
- ✓ Vb-dalle = 14*7*0.07 = 6.86 m3
- ✓ $V_{b\text{-}dalle\ inf\ et\ sup}$ = 6.86 *2 = 13.72 m3

12) Nombres des poutrelles :

- ✓ $l_{\ poutrelles} + l_{\ hourdis} = 0.5 + 0.12 = 0.62m$
- ✓ $L_{\ longrine} = 12.8$ m

$$N_{poutrelles} = \frac{L_{longrine}}{(L_{poutrelles} + L_{hourdis})}$$

$$N_{poutrelles} = \frac{12.58}{0.62} = 20$$

- ✓ $L_{\ poutrelles}$: La langueur de poutrelles (m)
- ✓ $L_{\ poutrelles} = (Lg - 2lg) + (0.5lg * 2)$
- ✓ Lg : longueur de longrine (m) ; 7 m
- ✓ lg : Largeur de longrine (m) ; 0.3 m
- ✓ $L_{\ poutrelles} = (7 - 0.6) + (0.3) = 6.7$ m

13) Nombre d'hourdis

$$Nhourdis = \frac{Lg}{Lh} \times (Np + 2) = 20$$

Sachant que

- ✓ lh : Largeur d'hourdis (m) ; 0.2 m
- ✓ $N_{hourdis} = (7/0.2)*22 = 770$ pièce

14) Nombre des briques

On a : 6 fenêtrés, un grand portail et portail de secours

- ✓ Nf : nombre de fenêtre ; 6
- ✓ Np_1 : nombre de portail = 1
- ✓ Np_2 : nombre de portail = 1
- ✓ SF : surface de fenêtre (m2) ; (1*1.2) m2

- ✓ Sp_1 : surface de portail (m2) ; (3*3) m2
- ✓ Sp_2 : surface de portail (m2) ; (1.6*2.2) m2
- ✓ Sb : surface de brique (m2) ; (0.3*0.2) m2

↳ $\text{Nhourdis} = \frac{2\times(14\times7-3\times1.2)+(7\times7-(3\times3+1.6\times2.2)+(7\times7)}{0.3\times0.2} = 4572 pieces$

15) Surface de crépissage

↳ Scré=$2 \times (14 \times 7 - 3 \times 1.2) + (7 \times 7 - (3 \times 3 + 1.6 \times 2.2) + (7 \times 7)$ =274.28 m2

VIII.7.1 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA STATION DE POMPAGE :

Tableau VIII. 5 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE LA STATION DE POMPAGE

désignation des travaux	unité	quantité	prix unitaire	Montant totale
travaux terrassement				
décapage	m3	28,8	320	9216
déblais	m3	18	500	9000
construction en béton				
Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	6,9	12000	82800
Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	49,3	50000	2465000
Remblais	m3	7,27	350	2544,5
Crépissage	m2	274,28	1000	274280
Poutrelle de longueur 6,7 m	pièces	20	1500	30000
Hourdis	pièces	770	50	38500
Brique	pièces	4572	30	137160
fenêtre	pièces	3	20 000	60000
Portail	pièces	2	100000	200000
équipement				
Pompe	pièces	2	1300000	2600000
les accessoires spéciaux				1200000

Montant Total	DA	7 108 500,50
Montant TVA (19%)	DA	1350615,095
Montant Total (TTC)	DA	8 459 115,60

VIII.8 CALCUL DU VOLUME DES TRAVAUX DE RESERVOIR 500M^3 :

Réservoir de stockage projeté avec une capacité de 500 m^3, avec la dimension suivant :

- Diamètre = 12 m
- Hauteur = 5 m

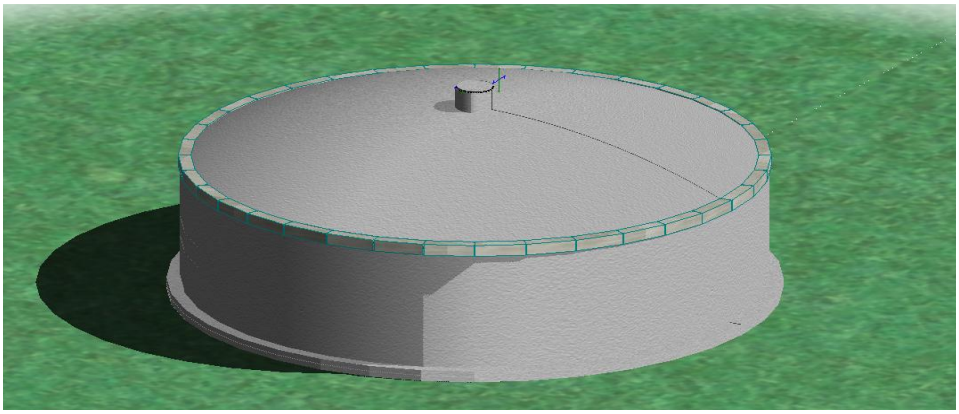


Figure VIII.4 : la forme de réservoir projeté

1) Décapage de terre végétale :

$$V_{déc} = S_{déc} * e_{déc}$$

Sachant que :

- ✓ e : l'épaisseur de décapage (m) ; e = 0.2 m
- ✓ $S_{déc}$: Surface décaper (m^2) ; $S_{déc} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 16^2}{4} = 201\ m^2$
- ✓ $V_{déc}$=201*0.2= 40.21 m^3

2) Calcule volume de Déblai :

$$VD = S_d * H * \alpha$$

Avec :

- e : l'épaisseur de déblais (m) ; e = 0.3 m
- $S_{déc}$: Surface déblais (m^2) ; $S_{déc} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 16^2}{4} = 201\ m^2$
- α : Coefficient de foisonnement (20%)

Donc le volume décapé sera :

- $VD = S_d * H * \alpha$
- $V_D = 201*0.3*1.2 = 72.36\ m^3$

3) Volume de béton de propreté :

$$V_{bp} = L_{bp} * l_{bp} * H_{bp}.$$

Ou :

- ✓ $S_{B.p}$: surface Bêton propreté (m^2) ; $S_{déc} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 14^2}{4} = 153.93\ m^2$
- ✓ Hbp : la hauteur de béton de propreté ; Hbp=0.2 m
- ✓ $Vbp = 153.93*0.2 = 30.78 m^3$

4) Béton armé :

Les composants de Réservoir construits en béton armé comprennent :

- ✓ Le radier de réservoir de stockage
- ✓ La cuve de réservoir
- ✓ La coupole de réservoir

5) Béton armé dosé à 350 kg/m3 Pour le radier :

$$Vr = Sr * Hr$$

Avec :

- ✓ Hr : hauteur de radier (m) ; Hr = 0.3 m
- ✓ Sr : Surface de radier (m2) ; $Sr = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 14^2}{4} = 153.93\ m^2$
- ✓ Vr =153.93*0.3 = 46.179 m3

6) Béton armé dosé à 350 kg/m3 Pour la cuve :

$$V_{cuve} = S_{cuve} * H_{cuve}$$

Avec :

- ✓ Hv : hauteur de la cuve (m) ; $H_{cuve} = 6$ m
- ✓ S_{cuve}= Surface de la cuve (m2) ; $S_{cuve} = \frac{\pi \times (D+2*e)^2}{4} - \frac{\pi \times D^2}{4} = 7.66\ m^2$
- ✓ e : l'épaisseur de la cuve (m) ; e = 0.2 m
- ✓ $V_{cuve} = 7.66 * 6 = 45.99\ m^3$

7) Béton armé dosé à 350 kg/m3 Pour la coupole :

- $Vc = Sc * e$

Ou :

- ✓ Sd : La surface de la coupole est S= 2 x 3,1416 x R x f
- ✓ R= Rayon de courbure choisis 100 m
- ✓ f= flèche de la coupole (m) ; f = 100 - $\sqrt{100^2 - 6^2}$ = 0.18m
- ✓ e : l'épaisseur de la dalle (m) ; e = 0.2 m

Donc :

- ↳ Sc = 2 * 3.14 * 100 * 0.18 = 113.0976m^2
- ↳ V_c= Sc * e = 207.24 * 0.2 = 22.61 m^3

8) Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour la ceinture :

- ↳ $V_{ceinture}$ = Sc * e

Ou :

- ✓ Sd : La surface de la ceinture (m2) ; S= $\frac{\pi\times(D+2*e)^2}{4} - \frac{\pi\times D^2}{4} = 20.6\ m^2$
- ✓ D : Diamètre intérieure (m) ;
- ✓ La ceinture a la dimension de 40 cm de largeur et 60 m hauteur

Donc :

- ↳ $V_{ceinture}$ = Sc * e = 7.66 * 0.6 =4.6 m^3

9) Surface de crépissage

- ✓ S_{cuve}= Surface de la cuve (m2) ; S_{cuve} = $\frac{\pi\times(D+2*e)^2}{4} - \frac{\pi\times D^2}{4} = 7.66\ m^2$
- ✓ Sd : La surface de la ceinture (m2) ; S= $\frac{\pi\times(D+2*e)^2}{4} - \frac{\pi\times D^2}{4} = 20.6\ m^2$
- ✓ Sc : surface de coupole ; Sc = 2 * 3.14 * 100 * 0.33 = 113.0976 m^2

Donc Surface totale sera 238.1 m2

VIII.8.1 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE RESERVOIR DE STOCKAGE :

Tableau VIII.6 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DE RESERVOIR DE STOCKAGE

désignation des travaux	unité	quantité	prix unitaire	Montant totale
travaux terrassement				
décapage	m3	40.21	320	12 867.2
déblais	m3	72.36	500	38 180
construction en béton				
Béton de propreté dosé à 150kg/m3	m3	30.78	12000	369 360
Béton armé dosé à 350kg/m3	m3	119.379	50000	5 968 950
Remblais	m3	7,27	350	2 544,5
Crépissage	m2	238,1	1000	238 100
equipement et accessoire (vanne, flotteur, clapet ; crépine; by-pass ,,)				5 000 000
Montant Total	DA	11 630 103,3		
Montant TVA(19%)	DA	2 209 809,627		
Montant Total (TTC)	DA	**13 839 913**		

- Le tableau ci-dessous présente un récapitulatif du devis estimatif de cette projet :

Tableau VIII.7 : calcule de montant globale

Désignation	**Montant Total en DA**
Réseaux d'adduction + Distribution	119059023,2
La Bach d'aspiration 250m^3	2 337 540,80
Station pompage	8 459 115,60
Réservoir de stockage 500m^3	13 839 913
montant globale	**143 695 592,6**

VIII.9 PLANIFICATION DES TRAVAUX :

Avant de commencer les activités sur le site de construction, il est nécessaire d'élaborer une planification préalable. Cette planification implique une analyse théorique visant à déterminer la méthode optimale pour utiliser la main-d'œuvre et les ressources disponibles.

L'objectif de cette planification est de garantir que toutes les tâches soient exécutées de la manière suivante :

- ✓ En respectant une séquence appropriée (assurant le bon enchaînement des opérations du réseau).
- ✓ Sans subir de retards.
- ✓ De manière économiquement efficiente.
- ✓ En identifiant clairement les tâches à accomplir ainsi que leurs durées respectives.

Notre projet repose sur l'utilisation de deux méthodes distinctes :

- **Méthode à nœud :** Cette méthode se caractérise par la représentation des tâches sous forme de flèches, traversées par un flux temporel. Chaque sommet (nœud) représente une étape ou un événement dans le processus. La détermination du chemin critique nécessite la prise en compte des paramètres essentiels suivants :

- ✓ TR : Temps nécessaire pour réaliser une tâche.
- ✓ DCP : Date de début au plus tôt.
- ✓ DCPP : Date de début au plus tard.
- ✓ DFP : Date de fin au plus tôt.
- ✓ DFPP : Date de fin au plus tard.
- ✓ MT : Marge totale.

Ces paramètres sont calculés selon les relations : DFP = DCP + TR et DCPP = DFPP - TR.

- **Méthode à flèche :** Cette méthode se caractérise par la représentation des étapes sous forme de flèches, avec les tâches représentées aux sommets.

VIII.10 PLANIFICATION DE REALISATION DE LA BACH D'ASPIRATION :

Les différentes étapes nécessaires à la réalisation d'une bâche à eau, ainsi que leurs durées respectives, sont répertoriées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.8 : la tâche de réalisation de la Bach d'aspiration 250m^3

NOTATION	OPERATION	Durée (jour)
A	Décapage	1
B	Excavation	2
C	Organiser le groupe de travail	3
D	Coulage du béton de propreté	3
E	Coulage du béton armé de radier	10
F	Coulage béton armé de la voile de la bâche	20
G	Coulage béton armé du la dalle de la bâche	15
H	Remblayage et compactage	6
I	Maçonnerie et finition générale	10
J	Nettoyage	3

La méthode à nœud :

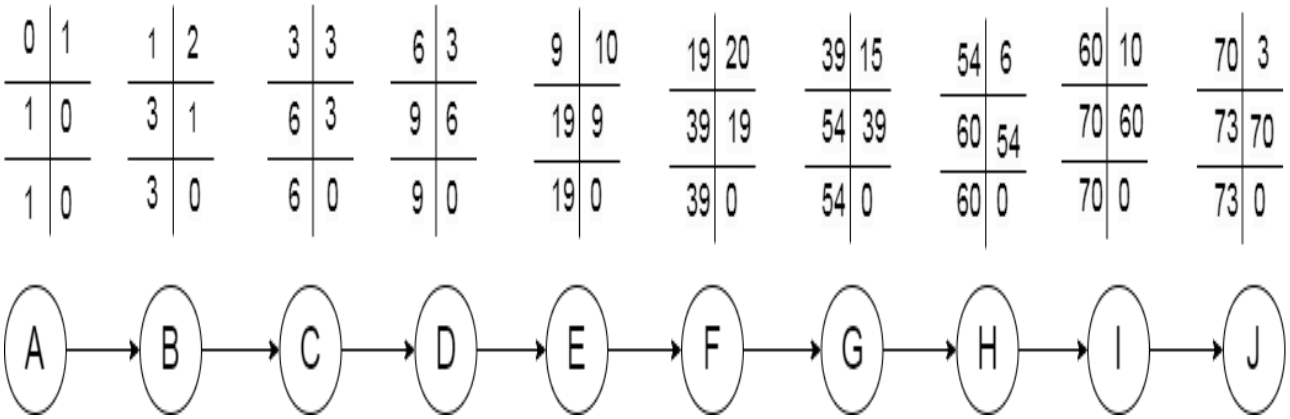


Figure VIII.5 : réseau a nœud de la Bach d'aspiration

- Alors le DTP = 73 jour

VIII.11 PLANIFICATION DE REALISATION DE STATION POMPAGE :

Les taches concernant la réalisation d'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau :

Tableau VIII. 9 : les taches de réalisation de station pompage

NOTATION	OPERATION	Durée (jour)
A	Décapage	1
B	Excavation des fouilles	4
C	Organiser le groupe de travail	2
D	Coulage du béton de propreté de semelles	5
E	Coulage du béton armé de semelles	10
F	Coulage béton armé de demi-poteau	20
G	Remblayage et compactage des fouilles	5
H	Coulage béton propreté sous longrine inférieure	5
I	Coulage béton armé de longrine inférieure	20
J	Coulage des poteaux	10
K	Remblayage et compactage	5
L	Coulage de dalle inférieure	5
M	Coulage de longrine sup +dalle sup	40
N	Maçonnerie et finition générale	30
R	Montage de portail et les fenêtres	5
S	Nettoyage	10
T	Installation des pompes	5

La méthode à nœud :

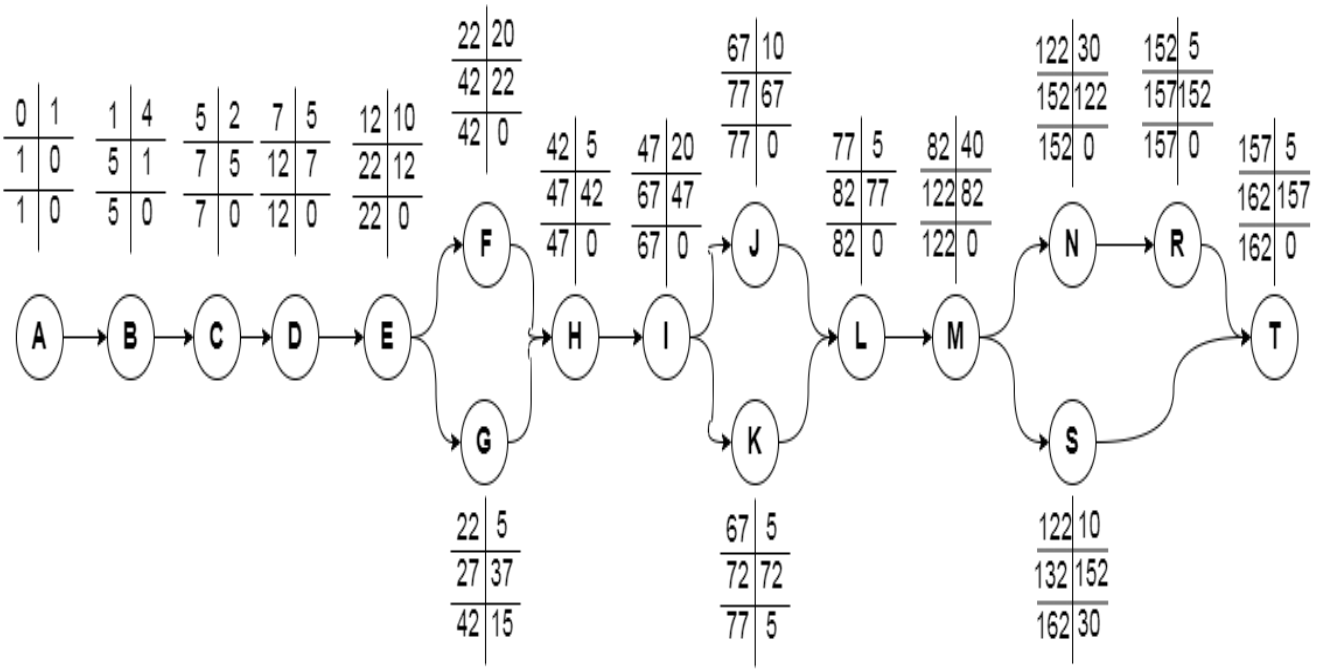


Figure VIII.6 : réseau a nœud de réalisation S-P

- Alors LE DTP sera 106 jours

VIII.12 PLANIFICATION DE REALISATION DE CANALISATION

Le tableau suivant représenté les taches de réalisation de canalisation :

Tableau VIII.10 : les taches de réalisation de la canalisation

NOTATION	OPERATION	Durée (jour)
A	Décapage	6
B	Exécutions des tranchés et des fouilles	30
C	Pose de canalisation	20
D	Soudage et raccordement des conduites	25
E	Remblais des tranchées	15
F	Compactage	10

Méthode des nœuds :

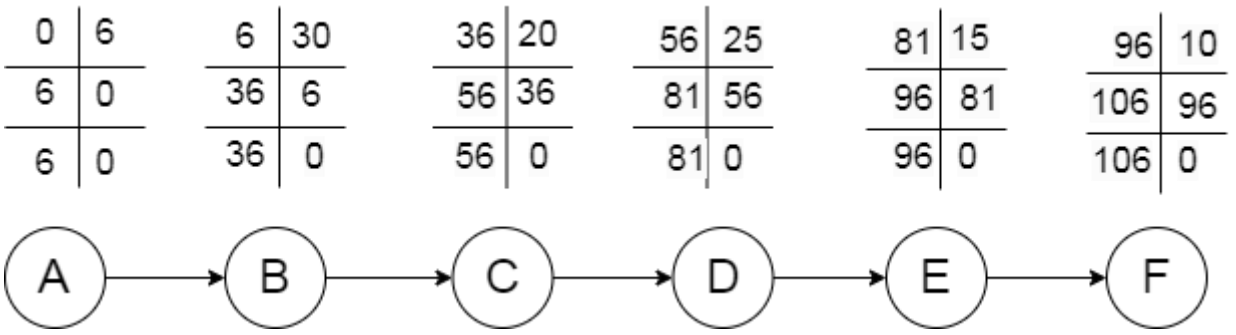


Figure VIII. 7 : réseau a nœud de canalisation

- Alors LE DTP sera 106 jours

VIII.13 PLANIFICATION DE REALISATION DE RESERVOIR 500m3 :

Tableau VIII. 11 : les taches de réalisation de réservoir 500m3

NOTATION	OPERATION	Durée (jour)
A	Décapage	1
B	Excavation	2
C	Organiser le groupe de travail	2
D	Coulage du béton de propreté	3
E	Coulage du béton armé de radier	20
F	Coulage béton armé de la cuve de réservoirs	30
G	Coulage béton armé de la coupole	25
H	Remblayage et compactage	6
I	Maçonnerie et finition générale	10
J	Nettoyage	3

Méthode de nœud :

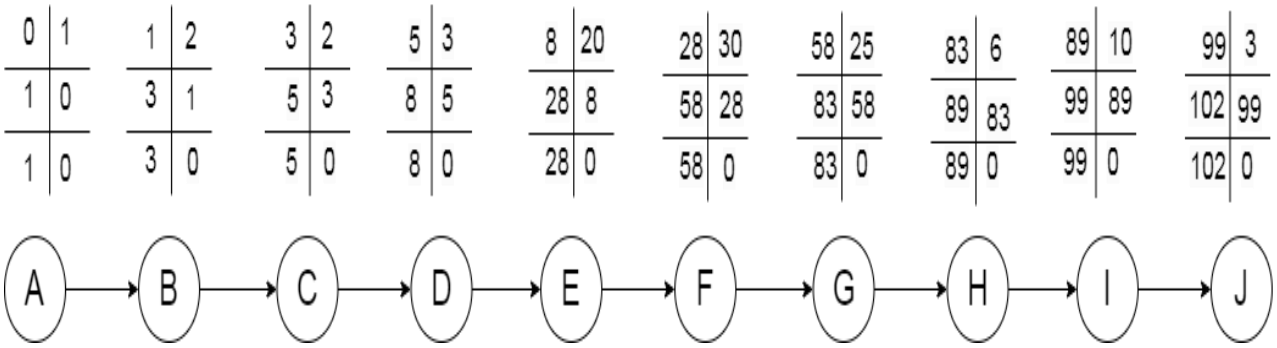


Figure VIII.8 : réseau a nœud de réservoir 1000m^3

- Alors le DTP = 102 jour

VIII.14 SECURITE DU TRAVAIL :

La protection et la sécurité au travail englobent toutes les directives et infrastructures visant à minimiser au maximum les accidents survenant sur un chantier. Conformément aux catégories établies, il est impératif de suivre rigoureusement ces mesures pour réduire au maximum les risques d'accidents.

Dans cette section, nous examinerons les mesures prises pour réduire à la fois la fréquence et la gravité des accidents sur les chantiers, dans le but de permettre aux travailleurs d'exercer leur métier dans des conditions optimales

VIII.15 DÉFINITION DE L'ACCIDENT DU TRAVAIL

La définition de l'accident du travail, telle qu'énoncée dans le Code de la sécurité sociale, stipule que tout incident survenu lors de l'exécution d'une tâche par une personne salariée ou travaillant pour un employeur, quel que soit le contexte, est considéré comme un accident du travail. Deux catégories d'accidents du travail sont distinguées :

- ✓ Accident du travail avec arrêt.
- ✓ Accident du travail avec incapacité permanente.

Les accidents de travail sur un chantier hydraulique sont généralement le résultat de conditions dangereuses et de comportements à risque. Ils sont influencés par deux principaux facteurs :

a) **Facteurs humains**

- Le manque de contrôle et la négligence.
- La fatigue des travailleurs, le manque de supervision et de responsabilité.
- Les encombrements lors des différentes phases de travaux.
- Des erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Des exigences excessives lors des différentes étapes du projet.
- Le respect d'un rythme de travail inadapté.

b) **Facteurs matériels**

- L'utilisation d'outils, d'engins et de machines de travail.
- La nature des matériaux utilisés.
- Les difficultés rencontrées lors de l'exécution des tâches.
- Les installations mécaniques et électriques.

À chaque étape de la réalisation d'un projet lié à l'alimentation en eau potable, le risque d'accidents est présent, que ce soit pendant les travaux de terrassement, la phase de bétonnage, la mise en place des installations électriques, des équipements sous pression ou même pendant les opérations d'entretien après la fin du projet.

VIII.16 LES CONDITIONS ET ACTIONS DANGEREUSES SUR UN CHANTIER :

Peuvent être classées comme suit :

Conditions Dangereuses

- ✓ Installations non protégées.
- ✓ Installations mal protégées.
- ✓ Équipements, engins et machines en mauvais état.
- ✓ Absence d'équipement de protection individuelle.
- ✓ Défauts de conception et de construction.
- ✓ Utilisation de matériaux défectueux.
- ✓ Stockage irrationnel.
- ✓ Aménagement inadéquat des lieux de travail.
- ✓ Éclairage insuffisant ou défectueux.
- ✓ Facteurs environnementaux inappropriés.
- ✓ Conditions climatiques défavorables.

Actions Dangereuses

- ✓ Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement, par exemple, graisser un engin en marche.
- ✓ Intervenir sans précaution sur des installations sous pression ou sous tension, par exemple, ramasser un outil près d'un conducteur sous tension (dans une station de pompage).
- ✓ Agir sans avertissement ni autorisation.
- ✓ Neutraliser les dispositifs de sécurité.
- ✓ Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- ✓ Mauvaise utilisation d'outils ou d'engins.
- ✓ Importance de la sécurité pendant les opérations de stockage.
- ✓ Adopter des positions peu sûres, par exemple, transporter du personnel sur la plate-forme d'un camion chargé de gros matériel.
- ✓ Travailler à une altitude inappropriée.
- ✓ Suivre un rythme de travail inadapté, par exemple, une cadence de travail excessive.
- ✓ Participer à des plaisanteries ou à des querelles inappropriées sur le chantier.

Ces conditions et actions dangereuses doivent être identifiées et gérées de manière proactive pour garantir un environnement de travail sûr sur le chantier.

VIII.17 LES MESURES PRÉVENTIVES VISENT À ÉVITER LES CAUSES DES ACCIDENTS SUR UN CHANTIER.

Elles constituent la continuation naturelle de l'étude de sécurité et doivent impliquer tous les membres de l'entreprise. La prévention des accidents est une responsabilité partagée, et la réussite de ces efforts dépend de la collaboration de chacun.

Pour atteindre cet objectif, il est essentiel que tous les membres de l'équipe contribuent à identifier et à éliminer les risques potentiels, ainsi qu'à mettre en place des dispositifs de protection appropriés. Cette démarche proactive de prévention des accidents contribue à garantir un environnement de travail sûr et à réduire les risques pour l'ensemble du personnel.

VIII.18 L'UTILISATION DE DISPOSITIFS DE PROTECTION INDIVIDUELLE EST ESSENTIELLE POUR ASSURER UNE MEILLEURE SÉCURITÉ SUR UN CHANTIER :

Ces dispositifs, tels que les casques, les gants, les chaussures de sécurité, les lunettes de protection, et les masques, sont cruciaux pour prévenir les dangers potentiels. Voici quelques points importants concernant ces équipements de protection :

1. **Les casques** : Ils sont désormais plus confortables, même par temps chaud, ce qui facilite le respect de l'obligation de les porter. Il est essentiel de vérifier que le casque est en bon état, conforme aux normes en vigueur, et qu'il n'a pas dépassé sa date d'utilisation recommandée. Pour les travaux en hauteur, il est impératif d'attacher la jugulaire du casque pour éviter qu'il ne tombe.
2. **Les chaussures de sécurité** : Il existe aujourd'hui une grande variété de chaussures de sécurité, offrant une protection contre les chocs et les agents agressifs tels que le feu ou les produits chimiques. Les chaussures dotées de semelles antidérapantes et d'un intérieur traité antibactérien sont recommandées.
3. **Les gants** : Les mains sont les parties du corps les plus fréquemment exposées aux blessures lors d'accidents du travail. Il est crucial de choisir des gants adaptés à la taille des mains de l'utilisateur et appropriés au type de travaux et de risques rencontrés (coupures, perforations, vibrations, allergies, produits chimiques). Les gants doivent être conformes aux normes en vigueur et entretenus avec soin.
4. **Les lunettes de protection** : Les accidents oculaires représentent 3 % des accidents du travail et pourraient facilement être évités grâce au port de lunettes de protection adaptées.
5. **Les masques de protection** : Les particules solides, les aérosols, les liquides, les vapeurs et les gaz peuvent être particulièrement nocifs. L'utilisation d'équipements de protection

respiratoire appropriés, tels que les masques à cartouches, permet de prévenir l'inhalation de ces substances. Pour les travaux à chaud, les masques à cartouches filtrantes sont recommandés, tandis que pour les travaux à froid, les demi-masques filtrants jetables peuvent être utilisés.

L'utilisation correcte et régulière de ces équipements de protection individuelle est cruciale pour assurer la sécurité des travailleurs sur le chantier.

VIII.19 LA PROTECTION COLLECTIVE SUR UN CHANTIER :

La protection collective implique divers aspects liés à la sécurité des travailleurs. Voici quelques points importants à considérer :

Travaux de Terrassement :

Les risques spécifiques liés aux travaux de terrassement, tels que la circulation des engins, les éboulements, la rupture des canalisations souterraines, l'utilisation d'explosifs, la chute de matériaux ou de personnes dans les fouilles, nécessitent des mesures de prévention.

L'utilisation de blindages est essentielle pour prévenir l'éboulement des parois lors des travaux en tranchée.

Il ne faut jamais descendre dans une tranchée non blindée, que ce soit pour installer des blindages ou pour effectuer des travaux.

Un espace libre adéquat doit être maintenu entre le bord de la tranchée et les matériaux.

Machines et Outils :

- ✓ Les machines utilisées pour travailler les matériaux (bois, métal), les bétonnières, les appareils de soudage ou de découpage, les grues, les excavatrices, etc., doivent être manipulées et entretenues par des personnes compétentes formées à ces opérations.
- ✓ Les instructions d'utilisation et d'entretien doivent être strictement suivies.
- ✓ Les machines doivent être à l'arrêt pour tous les travaux de nettoyage et d'entretien.
- ✓ Il est important de ne pas dépasser la charge maximale d'utilisation, clairement indiquée sur les équipements de levage.
- ✓ Il faut éviter de rester dans le rayon d'action des engins de levage et de terrassement pour prévenir les accidents dus aux collisions ou aux chutes de matériaux.
- ✓ Après un choc ou une chute, les outils électriques portatifs ne doivent pas être utilisés avant d'avoir été vérifiés par une personne compétente.
- ✓ Les outils électriques portatifs ne doivent pas être utilisés à l'extérieur par temps de pluie.

INSTALLATIONS ÉLECTRIQUES :

Seuls les électriciens qualifiés et désignés peuvent installer, modifier, réparer et entretenir les installations électriques.

- ✓ Lorsque des travaux sont effectués à proximité de lignes aériennes ou de câbles souterrains, il est impératif de respecter les distances de sécurité recommandées.

Ces mesures de protection collective sont cruciales pour garantir la sécurité des travailleurs sur le chantier et prévenir les accidents.

VIII.20 CONCLUSION :

- nous avons exposé les travaux de réalisation prévus, établi un planning des tâches et estimé les volumes de travail nécessaires. Nous avons également déterminé le coût global du projet, s'élevant à 143 695 592,6 DA, avec une période de réalisation estimée à 10 mois.

- Cependant, il est essentiel de reconnaître que la gestion efficace et l'exploitation sécurisée du chantier jouent un rôle critique dans la réussite globale du projet. Cela passe par la compréhension des causes d'accidents potentielles et la prévention d'actions dangereuses. En investissant dans la sécurité et le bien-être des travailleurs, non seulement nous pouvons réaliser des économies financières, mais nous pouvons également offrir des conditions de travail optimales et garantir la performance et la sécurité des ouvrages. La sécurité sur le chantier ne doit jamais être négligée, car elle contribue de manière significative à la réussite du projet dans son ensemble.

CONCLUSION GENERALE

Notre étude approfondie sur l'alimentation en eau potable pour la nouvelle ville de BELAAFIA jusqu'en 2053 est un effort significatif pour garantir un approvisionnement en eau fiable et durable. Nous avons couvert cinq points essentiels :

1. **Analyse des besoins en eau potable** : Nous avons pris en compte la croissance démographique et les normes de potabilité pour évaluer les besoins en eau de la ville, ce qui est crucial pour une planification à long terme.

2. **Dimensionnement du réseau de distribution** : Nous avons conçu un réseau de distribution avec des conduites en polyéthylène haute densité PN16 pour assurer une distribution équilibrée de l'eau, ce qui est essentiel pour atteindre chaque point de la ville.

3. **Dimensionnement de la station de pompage et de la bâche d'aspiration** : Nous avons prévu une station de pompage et une bâche d'aspiration pour garantir un approvisionnement constant en eau, avec une durée de 20 heures par jour, répondant ainsi aux besoins de la population.

4. **Répartition ordinaire des pressions et des vitesses** : Nous avons assuré une distribution de l'eau avec des pressions et des vitesses adéquates pour répondre aux besoins des utilisateurs tout en évitant les problèmes liés à des pressions excessives ou à des vitesses élevées.

5. **Dimensionnement du réservoir de stockage** : Nous avons planifié un réservoir de stockage pour répondre aux besoins de la ville, ce qui est essentiel pour assurer la disponibilité de l'eau, notamment en cas de pics de demande.

De plus, Nous avons inclus une section sur la gestion de projet et l'organisation du chantier, ce qui est crucial pour une mise en œuvre réussie. En fin de compte, nous sommes en mesure de recommander des solutions techniques et une planification appropriée pour garantir un approvisionnement en eau potable fiable et durable pour l’agglomération de BELAAFIA jusqu'en 2053. Cela témoigne d'une planification sérieuse et réfléchie pour répondre aux besoins essentiels de la communauté.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

BIBLIOGRAPHIE

Site de Nasa-power (https://power.larc.nasa.gov/)

Groupe-Chiali : catalogue technique des conduites en Polyéthylène

PumpTutor CAPRARI : catalogue technique des pompes

KADI, L. Cours d'alimentation en eau potable.

Salah, B. équation des régimes transitoire

Jacques BONNIN, «Hydraulique Urbaine », Editions Eyrolles, Paris ,1977