

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⴰⵔⵓⵏ ⵉⵏⵉⵎ ⵉⵏⵉⵎ ⵉⵏⵉⵎ ⵉⵏⵉⵎ ⵉⵏⵉⵎ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ALIMENTATION EN EAU
POTABLE

THEME :

**Dimensionnement et conception du système
d'AEP de la commune de Foum Toub
(w. Batna)**

Présenté par :

KHELKHAL Mejda

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur.	Président
ALI SEGHIR DJAMEL	M.C.A	Examineur
BENCHIHEB Nedjoud	M.C.B	Examineur
ZEROUAL Ayoub	M.C.A	Promoteur

Septembre 2024

Remerciement

Louange à Dieu qui m'a accordé la réussite et facilité tous les moyens pour atteindre mes objectifs. Je Lui demande de continuer à nous bénir et à nous combler de Ses faveurs. Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mes chers parents, qui ont toujours été une source d'inspiration et de soutien pour moi depuis le début de mon parcours scolaire. Ils ont veillé à m'offrir tout ce dont j'avais besoin pour atteindre cette étape de succès. Je ne peux également qu'exprimer ma profonde gratitude envers ma famille, individuellement, pour tous les bienfaits qu'ils m'ont accordés et pour leur soutien constant tout au long de ce voyage.

Je tiens à remercier tout particulièrement l'ingénieur Allawi Abdelmalek et le bureau d'études *Kraba Consulting*, pour leur suivi attentif et leurs orientations précieuses tout au long de la réalisation de ce mémoire. Leur souci constant de fournir les informations nécessaires a joué un rôle essentiel dans ma formation académique et professionnelle.

Je n'oublie pas non plus d'exprimer ma profonde reconnaissance aux chers superviseurs, les docteurs Zeroual Ayoub et Salah Boualem, pour leur encadrement constant et leur suivi rigoureux à toutes les étapes de cette recherche. Leurs conseils précieux et leur soutien scientifique ont grandement contribué à l'accomplissement de ce travail.

Enfin, je remercie du fond du cœur mes amis et collègues, qui ont toujours été à mes côtés, offrant encouragement et soutien tout au long de cette étape importante de ma vie.

Que Dieu vous récompense tous et fasse que ce que vous m'avez offert soit compté dans la balance de vos bonnes actions.

Dédicace

À celle dont les prières ont été le secret de ma réussite, ma chère mère, qui m'a offert amour et soutien sans limites.

À celui qui m'a appris la patience et la persévérance, mon cher père, qui a toujours été un modèle et un guide tout au long de mon parcours.

À mes chers frères et sœurs, qui ont été une source de force et de motivation tout au long de ce chemin.

À mes respectables enseignants, qui n'ont jamais hésité à partager leur savoir et leurs conseils, et à tous ceux qui ont contribué à ma formation.

À mes amis et collègues, qui ont partagé avec moi ce chemin avec tous ses défis et joies.

À tous ceux qui m'ont soutenu et accompagné dans mon parcours académique, je dédie ce travail avec gratitude et reconnaissance.

Mejda.KH

المخلص:

يتمتع التجمع السكاني في منطقة فم الطوب، الذي يعد جزءًا من دائرة إشمول ولاية باتنة، حاليًا بنظام تزويد بالمياه الصالحة للشرب مع شبكة توزيع من نوع مختلط. هذا الشبكة لا تلبي احتياجات الاستهلاك من حيث الضغط والتدفق، وهي في حالة متدهورة تتميز بتسربات المياه والانكسارات المتكررة. هدفنا هو تصميم نظام آخر لتزويد المياه الصالحة للشرب (AEP) يكون قادرًا على تلبية هذه الاحتياجات في المستقبل.

الكلمات المفتاحية: الضغط، التدفق، الشبكة، التسربات، الانكسارات.

Résumé :

La commune de Foug Toub, située dans la daïra d'Ichemoul, wilaya de Batna, dispose actuellement d'un système d'approvisionnement en eau potable avec un réseau de distribution mixte. Ce réseau ne répond pas aux besoins de consommation en termes de pression et de débit, et il est dans un état de dégradation caractérisé par des fuites d'eau et des ruptures fréquentes. Notre objectif est de concevoir un nouveau système d'AEP capable de satisfaire ces besoins futurs.

Mots-clés : pression, débit, réseau, fuites, ruptures.

Abstract:

The commune of Foug Toub, part of the Ichemoul district in the Batna province, currently has a potable water supply system with a mixed-type distribution network. This network fails to meet consumption needs in terms of pressure and flow, and it is in a deteriorated state characterized by water leaks and breaks. Our goal is to design a new water supply system (AEP) capable of meeting these future needs.

Keywords: pressure, flow, network, leaks, breaks.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de l'agglomération

INTRODUCTION	2
--------------------	---

1.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE ET ADMINISTRATIVE :	2
1.2 GEOMORPHOLOGIE :	3
1.3 LA TEMPERATURE :	3
1.4 DONNEES HYDROLOGIQUES	4
1.5 RESEAU HYDROGRAPHIQUE :	4
1.6 SITUATION HYDRAULIQUE DE LA COMMUNE :	5
1.6.1 Dotation actuelle	5
1.6.2 Réseau d'AEP	5
1.6.3 Réservoirs de stockage existants	5
1.6.4 Adduction	7
1.6.5 Ressources en eau :	7
1.6.6 Réseau d'assainissement	7

CONCLUSION :	7
--------------------	---

Chapitre II : Diagnostic du système d'AEP

INTRODUCTION :	9
----------------------	---

1.7 DIAGNOSTIC PHYSIQUE :	9
1.8 DIAGNOSTIC DES RESSOURCES EN EAU :	9
1.9 LE FORAGE N°01 DE FOUMTOUB :	9
1.9.2 Diagnostic des conduites d'adductions :	11
1.9.3 Diagnostic des ouvrages de stockage :	14
1.9.4 Diagnostic du réseau de distribution existant :	17
1.10 DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE :	19
1.11 TYPE DU SYSTEME DE DISTRIBUTION EXISTANT :	19
1.12 CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU DE DISTRIBUTION :	19
1.12.1 Présentation du logiciel de calcul :	19
1.13 INTERPRETATION DES RESULTATS DU DIAGNOSTIC :	25

CONCLUSION	26
------------------	----

Chapitre III : Calcul des besoins

INTRODUCTION	28
--------------------	----

1.14 EVOLUTION DEMOGRAPHIQUE :	28
1.15 DOTATION DE CONSOMMATION D'EAU POTABLE :	28
1.15.1 Les besoins domestiques :	28
1.15.2 Les besoins des équipements :	29
1.15.3 Débit des fuites et gaspillages :	30
1.16 VARIATIONS DE LA CONSOMMATION :	31
1.16.1 Débit moyen journalier Q_{moyj} :	31
1.16.2 Débit maximal journalier Q_{maxj} :	31
1.16.3 Débit horaire Q_h :	32

1.16.4	Débit de point Q_p :	32
1.17	ÉVALUATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE EN FONCTION DU NOMBRE D'HABITANT :	33
CONCLUSION :		35

Chapitre IV : Dimensionnement du réseau de distribution

INTRODUCTION		37
1.18	CHOIX DU SYSTEME D'AEP	37
1.19	TYPES DU RESEAU DE DISTRIBUTION :	37
1.19.1	Structure des réseaux :	37
1.19.2	Tracé des conduites :	39
1.19.3	Choix du matériau des conduites :	39
	Type de tuyaux.....	39
1.20	CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU DE DISTRIBUTION :	40
1.20.1	Débit de consommation de la population :	40
1.20.2	Vérification de la vitesse dans le réseau :	42
1.20.3	Vérification des pressions (au sol) dans le réseau :	43
1.21	RESULTATS DE LA SIMULATION HYDRAULIQUE DU RESEAU A L'HORIZON2053 :	45
CONCLUSION.....		47

Chapitre V : Ouvrages de stockage

INTRODUCTION :		49
1.22	ROLE DES RESERVOIRS :	49
1.23	EQUIPEMENTS DE CONTROLE	50
1.23.1	Les équipements hydrauliques	50
1.23.2	Les équipements de pilotage.....	50
1.24	L'EMPLACEMENT DES STOCKAGES SUR LE RESEAU	51
1.25	LA DETERMINATION DE LA COTE DU RADIER DU STOCKAGE.....	51
1.26	LA DETERMINATION LA CAPACITE DE STOCKAGE	51
1.26.1	La réserve de secours.....	51
1.26.2	La réserve incendie	52
1.26.3	La réserve de distribution	52
1.27	LA CAPACITE DE RESERVOIR :	52
1.28	DIMENSIONS DU RESERVOIR :	54
CONCLUSION.....		55

Chapitre VI : Adduction

INTRODUCTION		58
1.29	GENERALITE SUR L'ADDUCTION :	58
1.30	TRACE DES CONDUITES	59
1.30.1	Tracé en plan	59
1.30.2	Profil en long	59
1.31	CHOIX DU MATERIAU DE LA CONDUITE :	60
1.32	LES CONDITIONS LIMITES DE LA VITESSE :	60
1.33	ETUDE D'ADDUCTION	60
1.33.1	Les ressources en eau :	60
1.33.2	Schéma du réseau d'adductions :	61
1.34	DIMENSIONNEMENT DE L'ADDUCTION :	62
1.34.1	Dimensionnement des conduites provenant des forages :	62

1.34.2	<i>Dimensionnement de la conduite de refoulement :</i>	63
1.35	ETUDE DE POMPAGE :	66
1.35.1	<i>Pour les conduites provenant des forages :</i>	67
1.35.2	<i>Pour la conduite de refoulement :</i>	68
CONCLUSION :		69

Chapitre VIII : Protection anti bélièr.

INTRODUCTION		71
1.36	LES CAUSES DU COUP DE BELIER :	71
1.37	LES RISQUES ASSOCIES AU COUP DE BELIER SONT LES SUIVANTS :	71
1.38	PROTECTION DE LA CONDUITE DE REFOULEMENT CONTRE LE COUP DE BELIER :	71
1.39	FONCTIONNEMENT D'UN RESERVOIR D'AIR :	72
1.39.1	<i>Calcul des réservoirs d'air :</i>	72
1.39.2	<i>La charge tenant compte du coup de bélièr :</i>	73
1.39.3	<i>La charge statique absolue en (m) :</i>	74
CONCLUSION :		75

Chapitre IX : Organisation de chantier

INTRODUCTION		77
1.40	ETAPES DE LA REALISATION D'UN RESEAU D'AEP :	77
1.40.1	<i>Implantation des tracés des tranchées sur le terrain :</i>	77
1.41	CALCUL DES VOLUMES DES TRAVAUX DU RESERVOIR PROJETE :	82
1.41.1	<i>Calcul du volume des déblais :</i>	82
1.41.2	<i>Calcul du volume de tout-venant :</i>	82
1.41.3	<i>Calcul du volume de béton propreté :</i>	83
1.41.4	<i>Calcul du volume de béton armé :</i>	83
1.41.5	<i>Calcul du volume de remblai compacté :</i>	84
1.42	DEVIS ESTIMATIF D'ETABLISSEMENT DU PROJET :	84
1.43	PLANIFICATION DES TRAVAUX :	86
1.43.1	<i>Définitions des tâches et leurs durées :</i>	86
1.43.2	<i>Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :</i>	87
CONCLUSION :		89
CONCLUSION GENERALE		91

Liste des figures

Chapitre 1 : Présentation de l'agglomération

Figure 1.1 : Plan de situation de la commune.....	3
Figure 1.2 : réseau hydrographique.....	4
Figure 1.3 : système d'alimentation en eau potable actuel.....	6

Chapitre 2 : Diagnostic du système d'AEP

Figure 2.1: équipement forage F1.....	10
Figure 2.1: Forage N°01 de FournToub.....	10
Figure 2.3 : Système d'adduction entre F1 et les réservoirs R1 et R2.....	11
Figure 2.4 : Système d'adduction du F2 vers le réservoir R2.....	12
Figure 2.5 : système d'adductions entre F3 et les réservoirs R2,R3.....	12
Figure 2.6 : Schéma récapitulatif du fonctionnement actuel du réseau d'adduction de l'agglomération de FournToub.....	13
Figure 2.6 : l'état extérieur de réservoir N°2.....	16
Figure 2.7 : La chambre de la vanne du réservoir N°2.....	16
Figure 2.8 : La chambre des vannes de réservoir N°3.....	17
Figure 2.9 : L'état extérieur du réservoir N°3.....	17
Figure 2.10: simulation en cas de pointe pression.....	23
Figure 2.11: simulation en cas de pointe vitesse.....	23
Figure 2.12: simulation en cas de pointe+incendie pression.....	24
Figure 2.13: simulation en cas de pointe+incendie vitesse.....	25

Chapitre 3 : Calcul des besoins

Figure 3.1 : Régime de la consommation horaire (2053).....	34
Figure 3.2 : Courbe des débit cumulés.....	34

Chapitre 4 : Dimensionnement du réseau de distribution

Figure 4.1 : assimilation en cas de pointe (vitesse).....	45
Figure 4.2 : assimilation en cas de pointe (pression).....	46
Figure 4.3 : assimilation en cas de pointe+incendie (vitesse).....	46
Figure 4.4 : assimilation en cas de pointe+incndie (pression).....	47

Chapitre 5 : Ouvrages de stockage

Figure 5.1: capacité de stockage sur le réseau de distribution	51
---	----

Chapitre 6 : Adduction

Figure 6.1: L'adduction gravitaire.....	58
--	----

Figure 6.2: L'adduction par refoulement.....	59
---	----

Figure 6.3 : schéma explicatif du réseau d'adduction projeté.....	62
--	----

Figure 6.4 : courbe caractéristique de la pompe.....	68
---	----

Figure 6.5 : courbe la caractéristique de pompe.....	68
---	----

Chapitre 8 : Organisation du chantier

Figure 8.1: réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réservoir semi enterré.....	89
---	----

Figure 8.2: réseau a nœud et calcul du temps de réalisation du réseau d'adduction et de distribution.....	89
--	----

Liste des tableaux

Chapitre 1 : Présentation de l'agglomération

Tableau 1.1: température de la zone.....	3
Tableau 1.2: Données hydrologiques de la commune.....	4

Chapitre 2 : Diagnostic du système d'AEP

Tableau 2.2: les coordonnées de forage N°01.....	9
Tableau 2.2: les coordonnées de forage N°02.....	10
Tableau 2.3: les coordonnées de forage N°03.....	11
Tableau 2.4 : les coordonnées de réservoir N°1.....	14
Tableau 2.5 : les coordonnées du réservoir R2.....	15
Tableau 2.6 : les coordonnées du réservoir R3.....	16

Chapitre 3 : Calcul des besoins

Tableau3.1: estimation de la population.....	28
Tableau3.2: besoins domestiques.....	29
Tableau 3.3 : besoins des équipements futurs.....	29
Tableau3.4 : les besoins totaux des équipements.....	30
Tableau 3.5: estimation de débit de fuite.....	30
Tableau 3.3: les débits totaux.....	31
Tableau 3.4: débit moyen journalier.....	31
Tableau 3.5: débit maximal journalier.....	31
Tableau 3.6: variation du β	32
Tableau 3.7 : débit horaire.....	32
Tableau 3.8: débit de pointe.....	33
Tableau 3.9: variation de la consommation horaire de l'agglomération.....	33

Chapitre 4 : Dimensionnement du réseau de distribution

Tableau 4.1 : débit de consommation.....	40
Tableau 4.2 : échantillon des débits des jonctions Customer-meter et équipements.....	40
Tableau 4.3 : échantillon des conduites (vitesse).....	42
Tableau 4.4 : échantillon des conduites (pression).....	44

Chapitre 5 : Ouvrages de stockage

Tableau 5.1: Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation.....	53
Tableau 5.2: résultats du calcul du volume total du réservoir d'alimentation.....	54

Chapitre 6 : Adduction

Tableau 6.1 : les caractéristiques des nouveaux forages.....	61
Tableau 6.2: diamètre économique des conduites provenant des forages.....	62
Tableau 6.3: dimensionnement des conduis de refoulement.....	63
Tableau 6.4: données de base.....	64
Tableau 6.5: récapitulatif des pertes de charge et le HMT.....	65
Tableau 6.6: les frais d'amortissement.....	65
Tableau 6.7: les frais d'exploitation.....	66
Tableau 6.8: bilan de la conduite.....	66
Tableau 6.9 : différentes variantes d'une pompe immergé pour le forage.....	67

Chapitre 7 : Protection anti bélier

Tableau 7.1: caractéristiques de la conduite de refoulement.....	74
Tableau 7.2: calcul du volume de réservoir d'air.....	74

Chapitre 8 : Organisation du chantier

Tableau 8.1: Les taches de réalisation de réservoir de stockage.....	86
Tableau 8.2: temps de réalisation des opérations de réseau de distribution et adduction....	87
Tableau 8.3 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier de réalisation de réservoir.....	87
Tableau 8.4 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier.....	88

Introduction Générale

Introduction Générale :

L'accès à l'eau potable est une question fondamentale qui joue un rôle clé dans le développement durable et le bien-être des communautés, en particulier dans les zones rurales où l'accès à cette ressource vitale peut être limité. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude de fin d'études, axée sur le dimensionnement et la conception du système d'alimentation en eau potable (AEP) de la commune de Foug Toub, située dans la wilaya de Batna.

Ce travail vise à analyser et à optimiser le réseau de distribution d'eau pour répondre aux besoins actuels et futurs de la population de Foug Toub. Le système d'AEP existant ne parvient pas à satisfaire les exigences en matière de pression et de débit, et se caractérise par des défaillances fréquentes, telles que des fuites et des ruptures. Ces problèmes soulignent l'urgence de mettre en place une solution plus efficace et durable.

Le mémoire est structuré en plusieurs chapitres, chacun traitant d'un aspect clé de la conception du système AEP. Après une introduction générale du projet, notre travail est divisé en sept chapitres principaux, à savoir :

- Présentation de l'agglomération.
- Diagnostic du système d'AEP.
- Calcul des besoins.
- Dimensionnement du réseau de distribution.
- Ouvrages de stockage.
- Adduction.
- Station de pompage.
- Protection anti béliet.
- Organisation de chantier.

La conclusion générale résume les principaux résultats obtenus et propose des recommandations pour l'optimisation et la pérennité du système d'AEP.

Chapitre 1 : Présentation de l'agglomération

Introduction

Vu le problème d'alimentation en eau potable qui règne au niveau de la commune de FOUM TOUB, le présent chapitre a pour objectif le recensement des informations et données qui sont nécessairement utiles au dimensionnement et à la conception des différents ouvrages qui formeront le système d'Alimentation à projeter. Ces données qui suivent représentent la base de tout calcul hydraulique.

1.1 Situation géographique et administrative :

La commune de **FoumToub** couvre une superficie de 108.39 Km². Elle appartient à la daïra **D'ICHEMOUL** se trouvant à 18 km du centre de la daïra et à 54.5 km du centre de la wilaya de BATNA

Cette commune est Limitée par :

- ✓ Par la commune de Timgade et OuedTaga. au Nord
- ✓ par la commune d'Ichmoul. au Sud
- ✓ par les communes de Yabouswilaya de Khenchela. à l'Est
- ✓ par la commune d'Arris à l'Ouest

La situation géographique :

Cette situation est caractérisée par

- Une Latitude : 35°24'11.41"N
- Une Longitude 6°33'3.52"E

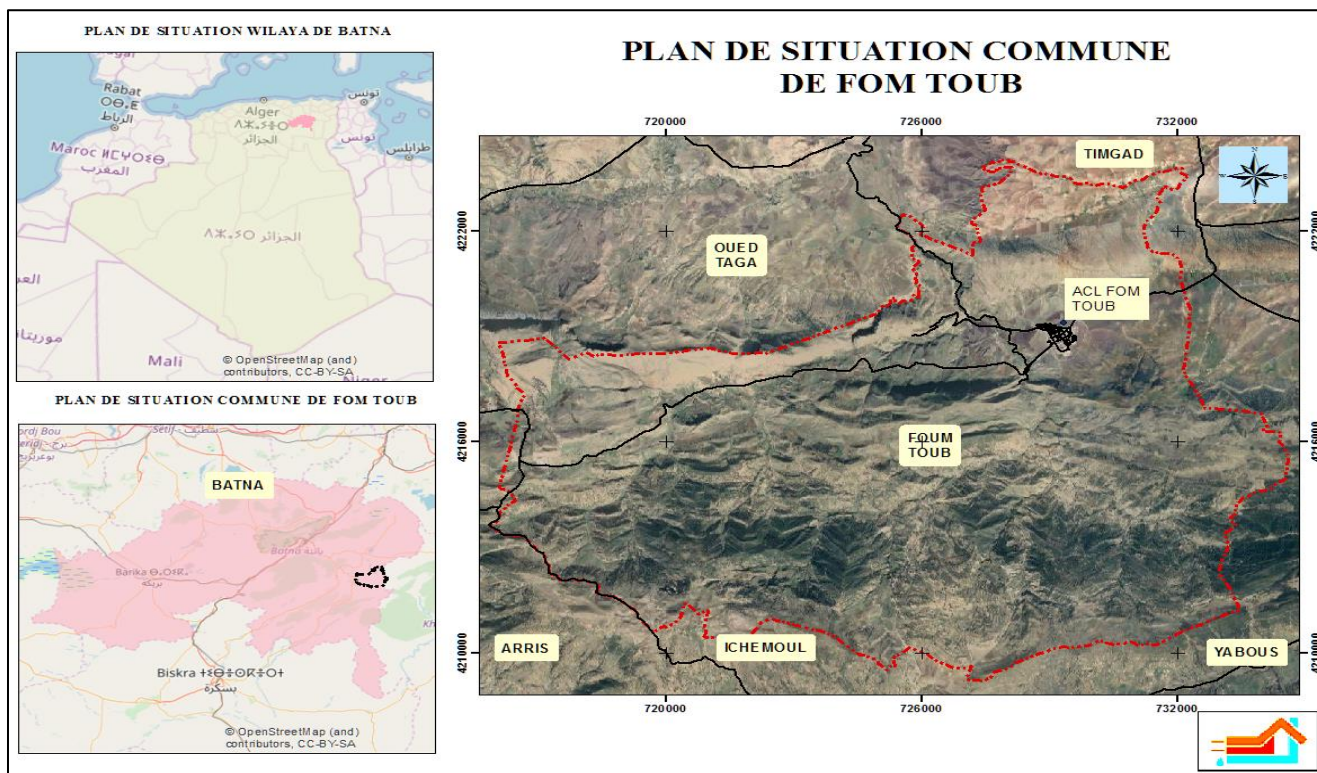


Figure 1.1 : Plan de situation de la commune Source : étude préliminaire Fom Toub BE
KRABA

1.2 Géomorphologie :

La commune de **FOUM TOUB** est située dans les montagnes aurasienne et se trouve spécifiquement dans les montagnes de l'Atlas saharienne. L'altitude varie entre 1 000 et 1790 m envisagé dans Djbel Amzrer et Djbel Tessourse au sud de la commune avec une altitude de 1786 m

1.3 La température :

Le tableau 1.1 nous présente les températures moyennes et les précipitations pour l'année 2009 récupérées au niveau de la DPAT E DE

Tableau 1.1: température de la zone

mois	jan	feb	mar	avr	mai	jui	juil	aout	sep	oct	nov	dec	annee
Température moyenne c°	6.2	6	9.1	11	18	24	29	26.6	20.4	15	10.8	9.4	15.4

Source :DPAT 2009

Remarque :

En général, le climat de la région est semi-aride, sec et chaud en été, froid et humide en hiver

1.4 Données hydrologiques

Le tableau 1.2 nous présente les précipitations pour l'année 2009 récupérées au niveau de la DPAT E DE

Tableau 1.2: Données hydrologiques de la commune

mois	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aout	sep	oct	nov	dec	annee
Précipitations mm	67.9	21.4	27.9	75.1	53.3	0.3	7.3	13.9	50.4	22.9	4.0	5.4	349.8

Source :DPAT 2009

1.5 Réseau hydrographique :

Dans la zone d'étude l'hydrologie se résume à une série de Chabets de direction sud – nord à caractère torrentiel, elles s'écoulent du **Djebel FERI KSEN** et **Djebel AMZRAR** vers les zones de plateau (ACL). Les éboulis de pentes alimentent plusieurs sources (figure 02)

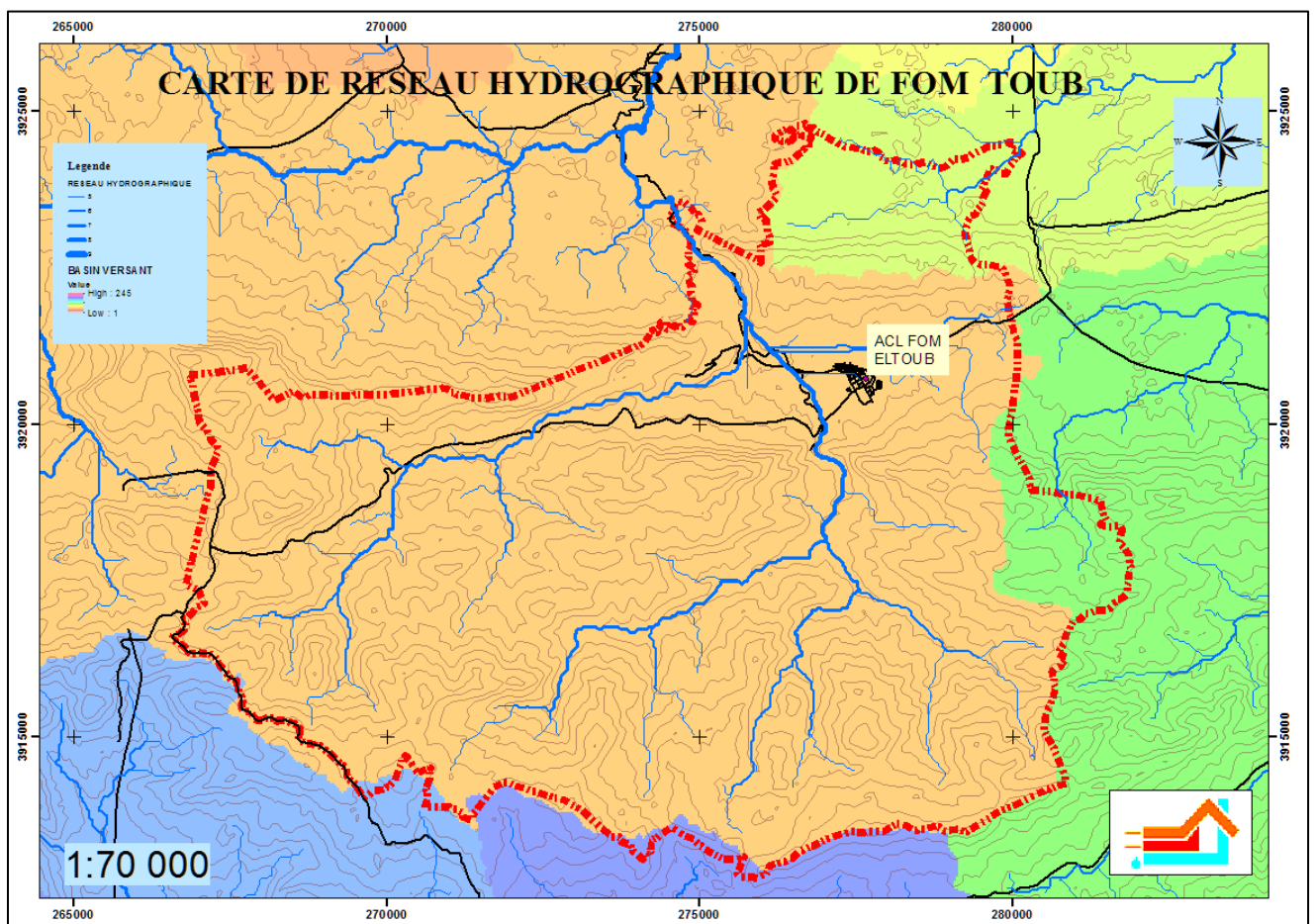


Figure 1.2 : Réseau hydrographique

1.6 Situation hydraulique de la commune :

1.6.1 Dotation actuelle

On adopte Pour Une Dotation De 150 L/J/H calcul des besoins en eau :

1.6.2 Réseau d'AEP

C'est un réseau de type mixte constitué de conduites en PVC de diamètres variant de 40 à 200 mm. La longueur totale des conduites formant le réseau est de **4583** m. Actuellement ce réseau actuel présente un taux de suffisance de 97 %

1.6.3 Réservoirs de stockage existants

Le chef-lieu de FOUM TOUB est alimenté actuellement à partir de 03 réservoirs de capacités : **150 m³**, **500 m³**, et **500 m³** soit un total de 1150 m³. Le remplissage de ces réservoirs se fait à partir de trois forages F1, F2 et F3 (sources existantes) moyennant des adductions de diamètres DN125 et de longueurs 2819 m et de matériau en PEHD. Il est à noter que le réservoir de volume 150 m³ est dans un état dégradé

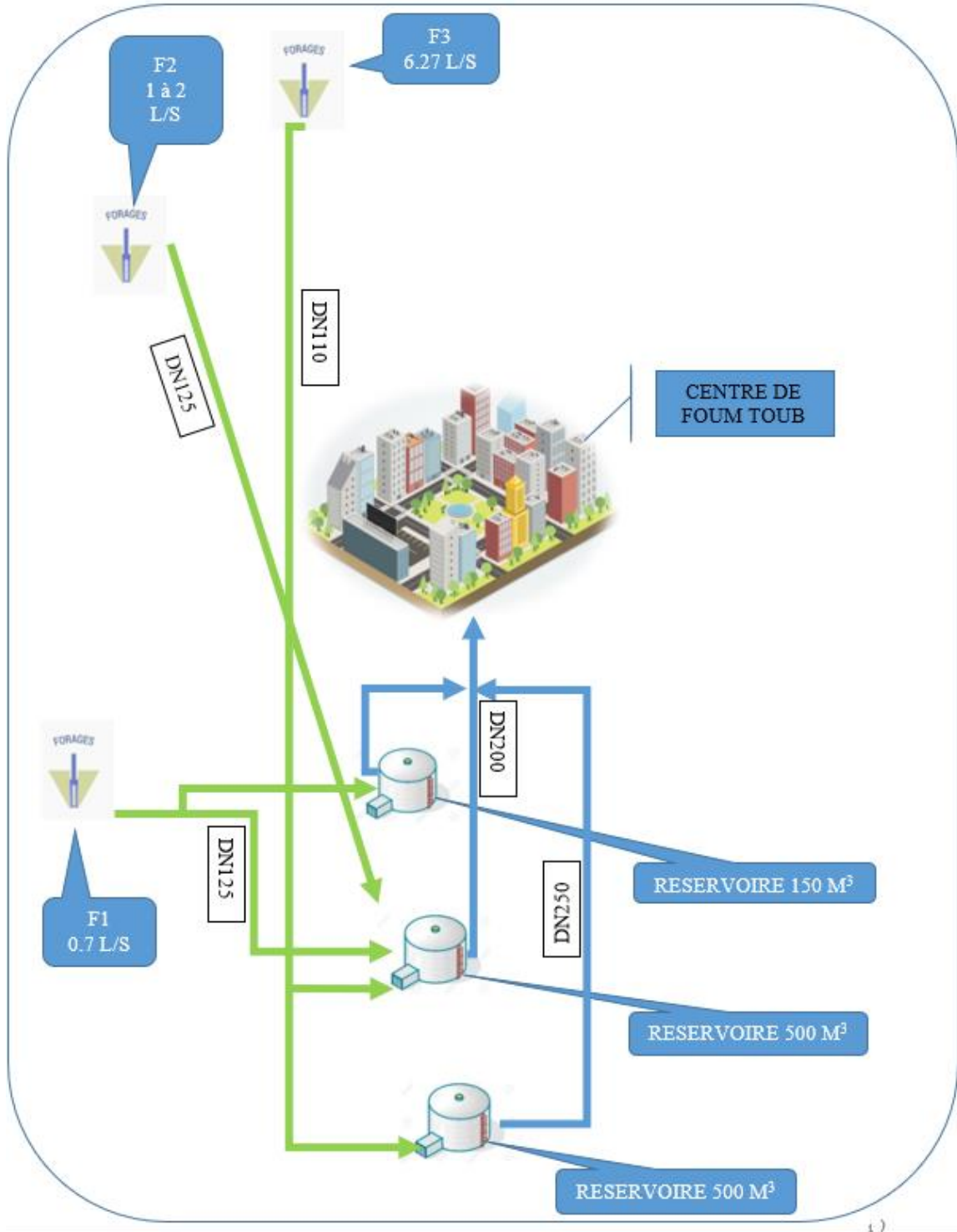


Figure 1.3 : Système d'alimentation en eau potable actuel

1.6.4 Adduction

L'adduction est un ouvrage d'amenée d'eau de la zone de captage (forages) vers les ouvrages de stockage.

Notre système d'AEP actuel comprend trois conduites d'adduction reliant les réservoirs :

- ✚ La première adduction ramifiée en PEHD DN125 relie le forage F1 avec le R1 et R2.
- ✚ La deuxième conduite en PEHD DN125 relie le forage F2 et le réservoir R2, la conduite est dans bon état ne nécessite aucune intervention.
- ✚ La troisième conduite aussi en PEHD DN110 relie le forage F3 et les deux réservoirs R2 et R3 ; la conduite est dans bon état ne nécessite aucune intervention.

1.6.5 Ressources en eau :

Les forages **F1**, **F2** (Kherrouba), **F3** (Ichoukan Sbaa Rgoud) alimentent la zone avec de débits exploités de 0.7 l/s, 6,25 l/s et 2 l/s avec un niveau dynamique de 40m et un niveau statique de 24 m.

1.6.6 Réseau d'assainissement

Le type de réseau est séparatif avec un diamètre de 300 mm et une petite partie qui était réalisée à la période coloniale avec un diamètre de 400 mm, ces eaux sont rejetées passent par un bassin de décantation après elles sont rejetées dans l'oued.

Conclusion :

Ce chapitre propose une analyse du site d'étude localisé dans la zone de FomToub, couvrant les aspects géographiques, administratifs et climatiques. L'objectif est de clarifier les différentes caractéristiques qui permettront d'adapter notre projet au site de réalisation afin d'assurer son bon déroulement.

Chapitre 2 : Diagnostic du système d'AEP

Introduction :

L'objet de ce chapitre est de procéder à des diagnostics des différents ouvrages formant le système d'AEP existant de la commune de FOUM TOUB, afin de détecter toutes anomalies physiques et fonctionnelles. Ces diagnostics nous permettent de proposer des solutions et remèdes pour le bon fonctionnement du système soit réhabilité soit rénover totalement. Dans ce qui suit Nous procédons à deux diagnostics à savoir physique et hydraulique.

1.7 Diagnostic physique :

Le but principal du diagnostic physique d'un système d'alimentation en eau potable est d'évaluer son l'état général. Ce qui inclue l'identification des fuites et des ruptures, l'évaluation de l'état des canalisations, le raccordement des joints et des branchements de service, les érosions mécaniques et l'inspection des appareils et pièces spéciales.

1.8 Diagnostic des ressources en eau :

Actuellement la commune de **FoumToub** est alimentée en eau potable à partir des trois (03) forages :

1.9 Le forage N°01 de FoumToub :

Tableau 2.1: les coordonnées de forage N°01

<i>Désignation</i>	<i>Coordonnées géographiques</i>			<i>Q (l/s)</i>	<i>Etat</i>
Forage N°01	<i>X (m)</i>	<i>Y (m)</i>	<i>Z (m)</i>	0.7	Moyen
	276859.47	3919767.90	1181		

Ce forage est le premier forage réalisé pour satisfaire les besoins du chef-lieu dans les années 80, son état est moyen mais le débit est très faible 0.7 l/s (17/08/2021) spécialement dans la période de sécheresse.

La conduite de refoulement PEHD125 à partir de ce forage alimente les deux réservoirs R1 de volume 150m³ et le Réservoir de volume 500 m³.

- Actuellement il est destiné pour remplir R2
- Les équipements de surface sont en moyen état (vanne armoire électrique clapet canalisation)



Figure 2.1: équipement forage F1



Figure 2.10: Forage N°01 de FoumToub

1.9.1.1 Le forage N°2 (سبع رقود / إشوقان) :

Tableau 2.2: les coordonnées de forage N°02

Désignation	Coordonnées géographiques			Q (L/s)	Etat
	X (m)	Y (m)	Z (m)		
F2 (سبع رقود / إشوقان)				1 à 2	Bon
	276032.61	3921134.50	1139		

Ce forage est le deuxième forage réalisé pour satisfaire les besoins du chef-lieu, son état est moyen mais le débit est faible 1 à 2 l/s (17/08/2021) spécialement dans la période de sécheresse.

La conduite de refoulement (PEHD125) à partir de ce forage alimente le réservoir R2(500 M³).

Un autre forage de remplacement est projeté en voisinage de l'abri du F2 conçue pour combler le déficit en eau.

- Actuellement ils destiné pour remplir R2
- Les équipements de la surface sont en moyen état (vanne armoire électrique clapet canalisation)

Tableau 2.3 : les coordonnées de forage N°03

Désignation	Coordonnées géographiques			Q (l/s)	Etat
	X (m)	Y (m)	Z (m)		
Forage N°03 (خروبة)				6,25	bon
	276674.90	3921353.41	1170		

Ce forage est le troisième forage réalisé pour satisfaire les besoins du chef-lieu après la baisse du débit des autres forages leur état est bon et le débit est 6.25 l/s (17/08/2021) durant la période de sécheresse.

La conduite de refoulement (PEHD110) à partir de ce forage alimente les deux réservoirs R2 (500 M3) et le R3 (500 M3).

-l'implantation des portes pour la clôture

1.9.2 Diagnostic des conduites d'adductions :

Généralement l'adduction est l'ensemble des installations reliant la zone de captage (forage) et l'ouvrage de stockage.

Nous avons trois conduites d'adduction reliant les réservoirs :

- ✚ La première conduite en PEHD DN125 lie le forage F1 avec le R1 et R2 de longueur 1228 m.

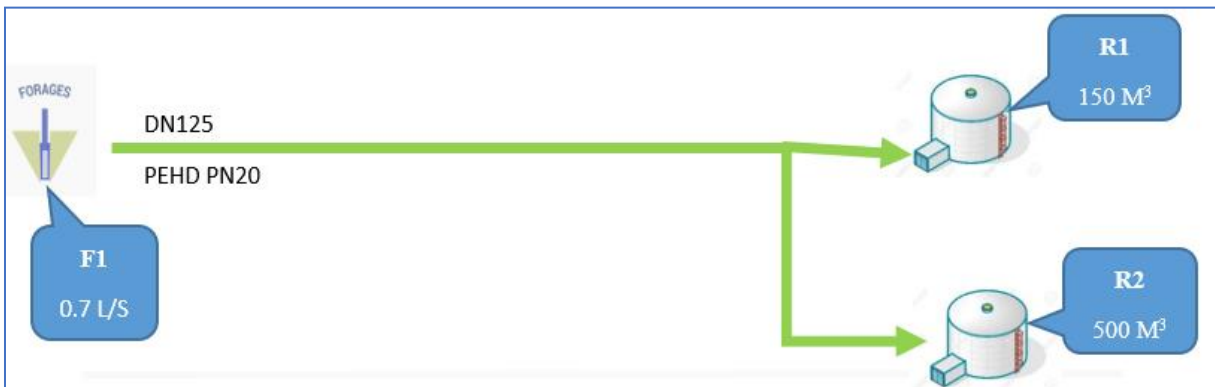


Figure 2.3 : Système d'adduction entre F1 et les réservoirs R1 et R2

- ✚ La deuxième conduite en PEHD DN125 relie le forage F2 et le réservoir R2, la conduite est dans bon état ne nécessite aucune intervention.

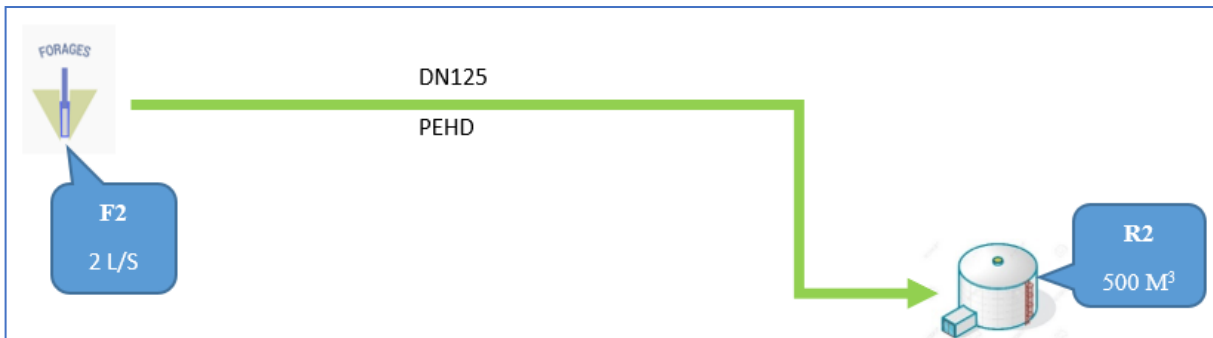


Figure 2.4 : Système d'adduction du F2 vers le réservoir R2

- ✚ La troisième conduite aussi en PEHD DN110 relie le forage F3 et les deux réservoirs R2 et R3 ; la conduite est en bon état ne nécessite aucune intervention.

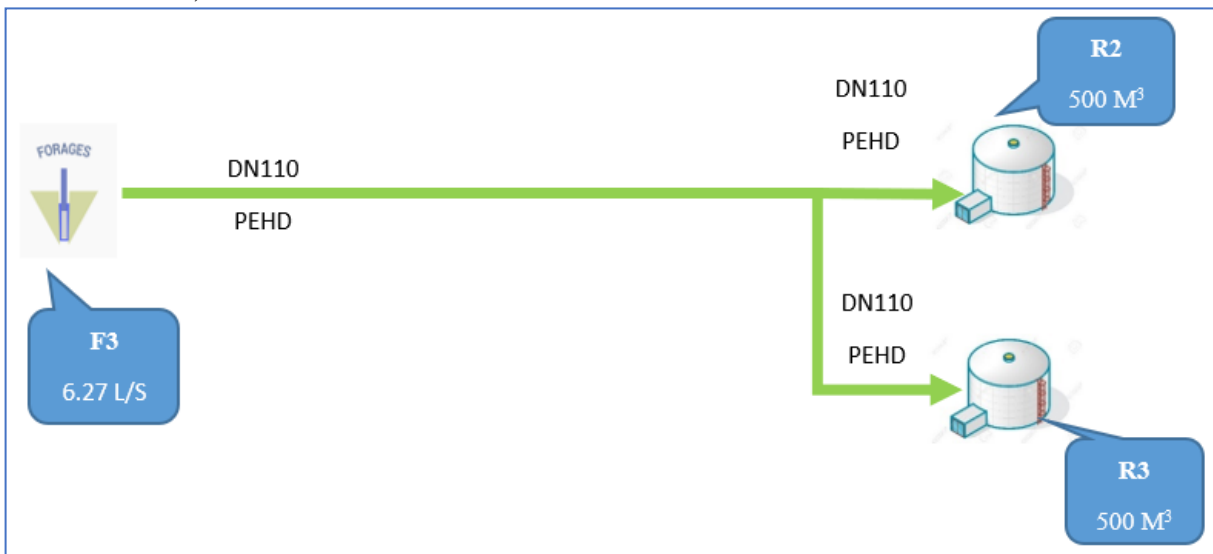


Figure 2.5 : Système d'adductions entre F3 et les réservoirs R2,R3

Remarque :

Les conduites d'adduction ne seront pas prises en compte dans l'analyse future en raison des fuites importantes et des dommages récurrents qui altèrent leur performance et les rendent inefficaces. De surcroît, les forages actuels ne sont pas utilisés, car leur débit est trop faible pour satisfaire les besoins en eau potable de la population. Ces contraintes techniques compromettent la fiabilité du système d'adduction et nécessitent la mise en place d'une nouvelle infrastructure pour assurer une distribution adéquate et durable.

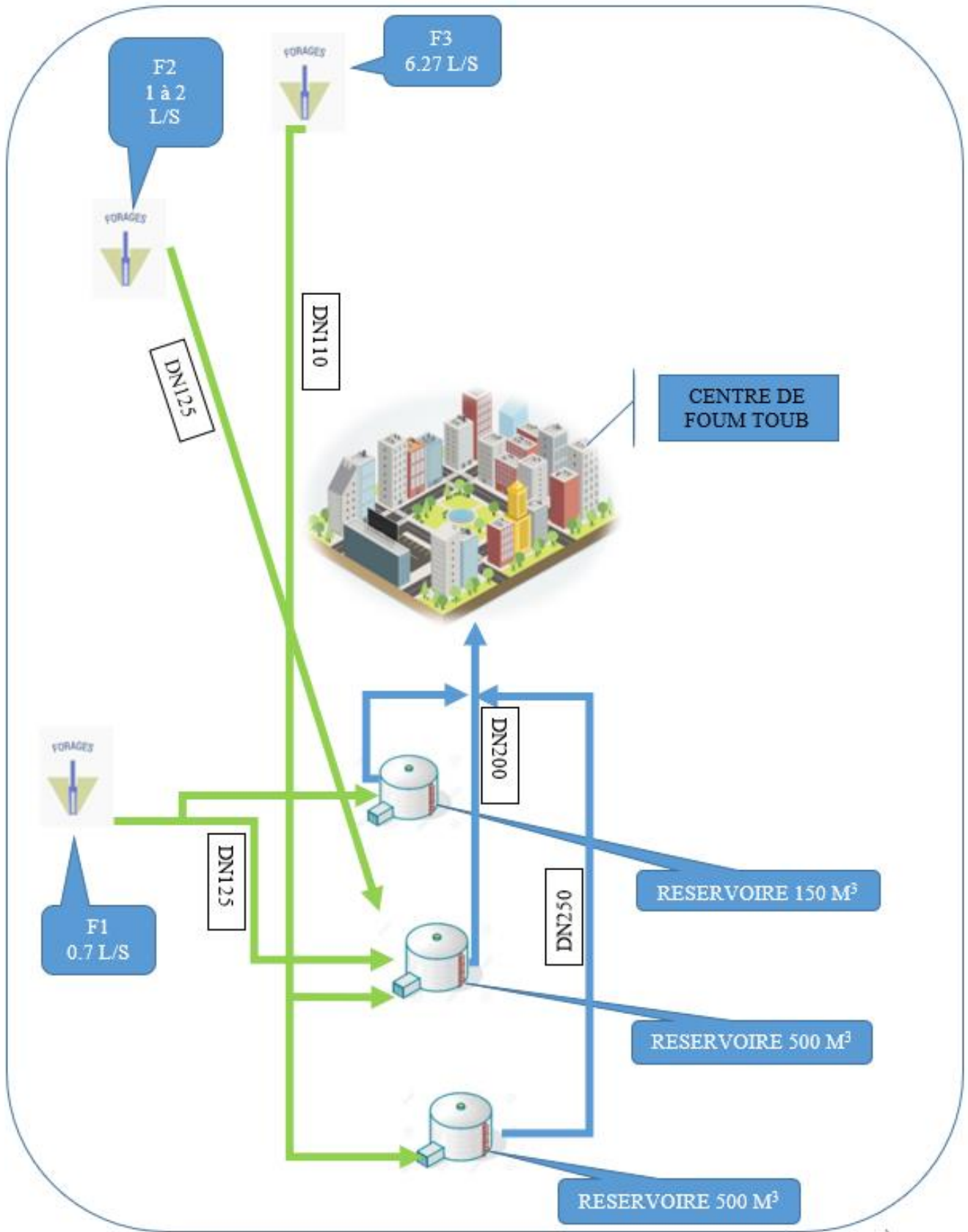


Figure 2.6 : Schéma récapitulatif du fonctionnement actuel du réseau d'adduction de l'agglomération de Fougere

Récapitulatif de la situation actuelle du réseau d'AEP de FOUM TOUB :

- Les conduites sont dans un état vétuste.
- Absence de bouche d'incendie.
- Présence de fuites aux niveaux des pièces spéciales (brides, vannes au niveau des regards, etc....).
- Risque de prolifération des maladies à transmission hydrique à cause des eaux stagnées dans les regards.
- Les regards de vanne ou de vidange sont partiellement remplis de détritrus de tous genres (branches d'arbustes, amas de' argile, de limon et des galets) qui gênent le bon manœuvre et par suit le bon fonctionnement soit d'ouverture ou de la fermeture du système, nécessitent un nettoyage avec tous moyens.
- Les ouvrages de stockage nécessitent des travaux d'entretien (réhabilitation).
- Il Ya un déficit en matière d'eau spécialement dans la période de sécheresse.

1.9.3 Diagnostic des ouvrages de stockage :

La ville de **FOUM TOUB** est alimentée à partir de 3 réservoirs semi enterrés de capacités respectives 250 m3, 500 m3, 500 m3.

Suite à la visite sur terrain pour diagnostiquer les trois réservoirs d'eau nous avons établi un constat portant sur l'état des réservoirs à savoir :

- L'âge de réservoir.
- La mauvaise qualité du béton testé.
- L'état des armatures (corrodées avec perte de section).
- L'état du béton désagrégation en profondeur au niveau des points de sondage.
- Les faibles résultats de résistance mécanique du béton.
- Armature de la coupole apparente et corrodée.

1.9.3.1 Réservoir 150M3 (R1) :

Tableau 2.4 : les coordonnés de réservoir N°1

<i>Coordonnées géographiques</i>			<i>Cotes CTN(m)</i>	<i>Type</i>	<i>Capacité (m³)</i>	<i>Etat</i>
<i>X (m)</i>	<i>Y (m)</i>	<i>Z (m)</i>	CTN = 1188	Semi enterré	150	dégradé
275990.3782	3921359.8361	1288				



La chambre du vanne Réservoir 150



L'état extérieur du Réservoir 150 M³

Ce réservoir est de type circulaire semi enterré de capacité 150M³, parmi les réservoirs existants il est le plus ancien, il a été réalisé par une entreprise locale depuis environ 46 ans (1975), cet ouvrage a subi une opération de réparation (rénovation des enduits intérieurs et extérieurs et l'étanchéité de la coupole en pax –alumine) depuis 05 ans (selon l'expertise technique du réservoir faite par le CTH).

La structure de l'ouvrage se trouve dans un état très dégradé, les défauts superficiels constatés peuvent faire l'objet de réparations spécifiques

- Chemisage du voile par un voile périphérique d'épaisseur minimale de 10 cm.
- Trois ceintures (30*40m²).
- Une nouvelle coupole.
- Traitement des surfaces intérieures avec des enduits spéciaux.
- Rénovation de la tuyauterie et pièces spéciales au niveau de la chambre des vannes

1.9.3.2 Réservoir 500M3 (R2) :

Tableau 2.5 : les coordonnées du réservoir R2

<i>Coordonnées géographiques</i>			<i>Cotes CTN(m)</i>	<i>Type</i>	<i>Capacité (m³)</i>	<i>Etat</i>
<i>X (m)</i>	<i>Y (m)</i>	<i>Z (m)</i>	CTN = 1204	Semi enterré	500	Moyen
276073.9582	3921201.2058	1204				

Ce réservoir est de type semi enterré de capacité 500M³, il a été réalisé depuis environ 31 ans (1990), il est en moyen état



Figure 2.6 : Etat extérieur de réservoir N°2



Figure 2.7 : La chambre de la vanne du réservoir N°2

1.9.3.3 Réservoir 500M3 (R3) :

Ce réservoir est de type semi enterré de capacité 500M3, il a été réalisé depuis environ 6ans (2018), il est en bon état.

Tableau 2.6 : les coordonnées du réservoir R3

<i>Coordonnées géographiques</i>			<i>Cotes CTN(m)</i>	<i>Type</i>	<i>Capacité (m3)</i>	<i>Etat</i>
<i>X (m)</i>	<i>Y (m)</i>	<i>Z (m)</i>	<i>CTN</i>	<i>Semi enterré</i>	<i>500</i>	<i>bon</i>
<i>276214.3489</i>	<i>3921058.2065</i>	<i>1241</i>	<i>=1241</i>			



Figure 2.8 : Chambre des vannes de réservoir N°3



Figure 2.9 : Etat extérieur du réservoir N°3

1.9.4 Diagnostic du réseau de distribution existant :

La distribution, est l'ensemble des installations reliant l'ouvrage de stockage avec les abonnés. Ici, le système de distribution de la zone d'étude est totalement maillé avec quelque ramification (réseau combiné). L'alimentation est assurée d'une manière gravitaire par les 03 réservoirs implantés à des altitudes important sur le côté sud de la ville.

Le réseau de distribution est réalisé dans les années 80 et 90, il est constitué de différents diamètres sur une longueur total près de **7 km** allant du diamètre du 40 mm jusqu'à 200mm en PVC.

Il été constaté une nouvelle partie rénovée de conduites en PEHD au niveau du (03) trois lotissements en PEHD qui ne sont pas encore exploitées.

La longueur totale des conduites en PEHD au niveau de cette partie est presque **9 km** contient une conduite de distribution principale en diamètre 200 mm et une autre conduite maitresse de diamètre 110mm destiné pour le renforcement de l'ancien réseau.

Le réseau d'AEP au niveau de l'**ACLFOUM TOUB** est dégradé, ils présentent des fuites considérables, ce qui nécessite la rénovation totale de la partie réalisée en PVC et la remplacer par un réseau en PEHD.

Fiche technique du regard de vanne : R- N°01

N°	Désignation	Caractéristiques				Observations
01	Profondeur du regard (m)	1.00				
02	Dimensions du regard A x B (m x m)	1.20X1.20				
03	Etat des parois	Bon état				
04	Epaisseur des parois (cm)	15				
05	Nature du tampon	fonterond				
06	Etat du tampon	Bon état				
07	Vase, détritrus, pierraille et autres	Apparent, Remplis d'eau				
N°	Conduite	A	B	C	D	Observations
01	Nature	PVC	PVC			
02	Diamètre extérieur (mm)	90	90			
03	Pression nominale (bars)					
04	Etat de la conduite	Ancienne				
N°	robinetterie	A	B	C	D	Observations
01	Nomination		vanne			
02	Nature		Fonte			
03	Diamètre extérieur (mm)		80			
04	Pression nominale (bars)					
05	Etat	dégradé				

Fiche technique du regard de vanne : R- N°03

N°	Désignation	Caractéristiques				Observations
01	Profondeur du regard (m)	1.30				
02	Dimensions du regard A x B (m x m)	1.50X1.50				
03	Etat des parois	Bon état				
04	Epaisseur des parois (cm)	20				
05	Nature du tampon	fonterond				
06	Etat du tampon	Bon état				
07	Vase, détritrus, pierraille et autres	peu				
N°	Conduite	A	B	C	D	Observations
01	Nature	PVC	PVC	PVC		
02	Diamètre extérieur (mm)	90	100	100		
03	Pression nominale (bars)					
04	Etat de la conduite	Ancienne				
N°	robinetterie	A	B	C	D	Observations
01	Nomination	vanne	vanne			
02	Nature	Fonte	Fonte			
03	Diamètre extérieur (mm)	80	100			
04	Pression nominale (bars)					
05	Etat	dégradé				

1.10 Diagnostic Hydraulique :

1.11 Type du système de distribution existant :

Le système de distribution existant est un système combiné (on a pris en considération que le château d'eau de volume 150 m³ est désaffecté). Dans ce système, les châteaux d'eau de stockage alimentent le réseau gravitairement.

1.12 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

On procède par une simulation des paramètres hydrauliques du réseau de distribution à l'horizon actuel 2024 par une simulation à l'aide du logiciel Water-GEMS suivant la méthodologie suit les principes habituels de modélisation hydraulique en utilisant la formule de Darcy-Weisbach, pour déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel 2024.

En général, la dotation de consommation croît en fonction de l'importance de l'agglomération les besoins selon les tendances internationales pour les habitations modernes.

Selon notre expérience pour les villes d'Algérie, pour notre cas nous pouvons considérer une dotation de 150 l/j/hab. pour le moyen et le long terme.

Suite à notre visite sur terrain nous avons constaté que la totalité du réseau présente des fuites en outre que l'eau n'arrive pas à une partie des abonnés ; Par conséquent, il est évident que le réseau de distribution actuel de l'agglomération ne peut pas répondre aux besoins.

Horizon	Taux d'accroissement (%)	Dotation (l/s/hab)	Population (habitants)	Qmoy j (m ³ /j)
Actuel (2024)	1,80	150	4076	611,47

1.12.1 Présentation du logiciel de calcul :

Open-Flows Water-GEMS vous fournit un outil d'aide à la prise de décision à la fois complet et facile à utiliser pour les réseaux de distribution d'eau. Le logiciel permet d'améliorer vos connaissances sur la façon dont les infrastructures se comportent en tant que système, sur la façon dont elles réagissent aux stratégies opérationnelles, et sur la façon dont elles devraient se développer à mesure que la population et la demande augmentent. Des simulations du débit nécessaire à la lutte contre les incendies et de qualité de l'eau à l'analyse de la criticité et des coûts énergétiques, Water-GEMS a tout ce dont vous avez besoin dans un environnement multiplateforme flexible. Water-GEMS englobe Water-CAD.

▪ En quoi Water-GEMS peut-il m'aider ?

a) Réduire les perturbations au maximum

L'exploitation de systèmes hydrauliques complexes peut s'avérer difficile. Évitez les perturbations en modélisant de manière réaliste les inefficacités du système, en optimisant les stratégies de pompage et en planifiant les arrêts et les opérations de routine.

- b) Hiérarchiser les décisions de renouvellement : Le renouvellement ou le remplacement de vos systèmes peut s'avérer fastidieux en raison de la quantité d'informations à prendre en compte. Facilitez-vous la tâche en analysant et en comparant un large éventail de variables afin d'assurer la durabilité du système.
- c) Travailler sur plusieurs plateformes sans problème : Éliminez les frustrations et tirez parti de la puissance et de la polyvalence offertes par les CAO et SIG, ainsi que les plateformes autonomes, tout en accédant à une seule source de données partagée pour le projet. Grâce à une interopérabilité avancée, vous avez le choix entre Windows seul, ArcGIS pour une intégration SIG, MicroStation et AutoCAD.
- d) Synchroniser l'élaboration des modèles : Accélérez votre processus de modélisation avec des données géospatiales, des dessins de CAO, des bases de données et des feuilles de calcul. Connectez-vous facilement à pratiquement n'importe quel format de données numériques pour répondre aux demandes en eau et déterminer l'altitude des nœuds à l'aide de données géospatiales contenues dans des fichiers de forme, des bases de données géographiques, différents types de DEM et même des dessins CAO.
- e) Éviter les erreurs de saisie manuelle : Les outils de dessin et de révision de connectivité garantissent un modèle hydrauliquement cohérent. Éliminez automatiquement la complexité du réseau tout en entretenant l'équivalence hydraulique, de manière à aborder plus efficacement un large éventail d'applications de modélisation.
- f) Optimisez l'étalonnage, la conception et l'exploitation des modèles : Utilisez des moteurs d'optimisation à base d'algorithmes génétiques de pointe pour prendre des décisions fiables en vous appuyant sur des simulations hydrauliques précises dans le monde réel. Évaluez des millions de solutions possibles pour identifier rapidement une hypothèse d'étalonnage qui s'adapte le mieux avec les flux mesurés, les pressions et les états de mise en marche et d'arrêt.
- g) Prévoir les conditions de fonctionnement et les problèmes potentiels : Publiez facilement les résultats du modèle Water-GEMS sur les écrans de la salle de contrôle SCADA pour étayer les prévisions. Créez un simulateur en temps réel qui reflète fidèlement les conditions actuelles du système.
- h) Identifier rapidement les économies de coûts : Analysez automatiquement les données pour déterminer rapidement la stratégie de programmation des pompes la plus efficace sur le plan énergétique, ou pour minimiser la consommation d'énergie afin de réduire les coûts.

- L'intégration de Water-GEMS avec AutoCAD peut également être utilisée pour résoudre les problèmes avec le fichier de configuration AutoCAD.
- La manière de calcul de Water-Gems est basée sur la conception du réseau d'alimentation en eau potable sur la Water-Gems combinée avec l'Autocad, puis on fait notre simulation à partir du WATER Gems selon deux cas :

Dans cette étape, la méthode de chargement à utiliser est spécifiée. Les prochaines étapes varieront en fonction de la méthode de chargement choisie. Les méthodes de chargement sont divisées en plusieurs catégories ; la catégorie souhaitée est sélectionnée en cliquant sur le bouton correspondant. Ensuite, la méthode est choisie dans le volet Types de demande de chargement en fonction de la nature de la source de données de chargement.

Les méthodes de chargement disponibles sont les suivantes :

1) Données de charge ponctuelle

- Agrégation de compteurs de facturation : cette méthode de chargement attribue tous les compteurs d'un polygone de service au nœud de chargement spécifié pour ce polygone de service.
- Nœud le plus proche : cette méthode de chargement attribue les charges des compteurs clients à la jonction de chargement la plus proche.
- Canalisation la plus proche : cette méthode de chargement affecte les charges du compteur client à la canalisation la plus proche, puis distribue les charges en fonction de critères définis par l'utilisateur.

2) Données de charge de zone

- Distribution de flux égal : cette méthode de chargement divise de manière égale le flux total contenu dans un polygone de limite de flux et l'affecte aux nœuds qui se trouvent dans le polygone de limite de flux.
- Répartition proportionnelle par zone : cette méthode de charge répartit proportionnellement une charge forfaitaire entre un certain nombre de nœuds de chargement en fonction du rapport entre la zone de service totale et la zone du polygone de service correspondant du nœud.

- Distribution proportionnelle par population : cette méthode de charge répartit proportionnellement une charge forfaitaire entre un certain nombre de nœuds de chargement en fonction du ratio de la population totale contenue dans le polygone de service correspondant du nœud.

3) Données sur la population/utilisation des terres

- Projection par utilisation du sol : cette méthode attribue les charges en fonction de la densité par type d'utilisation du sol de chaque polygone de service.
- Estimation de la charge par population : cette méthode alloue les charges en fonction des relations définies par l'utilisateur entre la charge par habitant et les données de population.

4) Données internes

- Données de chargement de connexion de propriété : les données de chargement doivent être basées sur les données des éléments de connexion de propriété et associées à des éléments de prise ou à d'autres éléments de nœud dans le modèle. Cette méthode suppose que les données de chargement sont déjà disponibles dans la connexion de propriété. Ces données auraient été importées à l'aide de Model Builder ou saisies manuellement

Pour moi j'utilise la méthode de Données de charge de zone dans le diagnostic du réseau actuelle où il suffit de calculer le débit de pointe et la méthode de Données de charge ponctuelle où on calcule les besoins de chaque nœud (chaque méthode a une précision selon le type de l'agglomération).

On a introduit les données du réseau tel que les diamètres, les élévations et le débit de pointe du réseau. pour des valeurs de rugosité de $\epsilon = 0.15\text{mm}$. Dans ce qui suit les résultats de simulation : vitesse, perte de charge, pression et charge.

NB : pour les deux cas : pointe et pointe + incendie, les résultats de simulation sont présentés dans les figures suivantes :

❖ Cas de pointe :

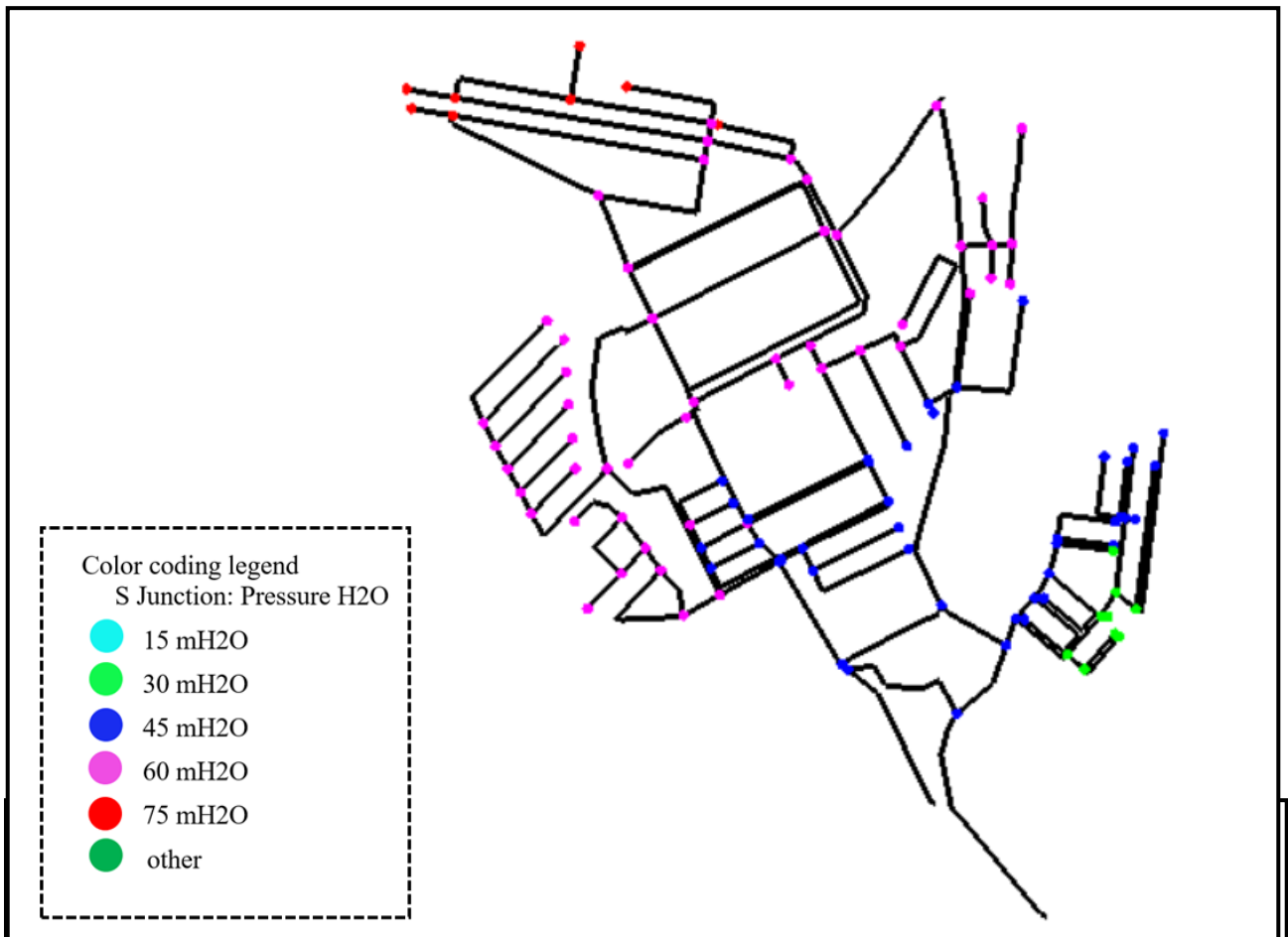


Figure 2.10: simulation en cas de pointe pression

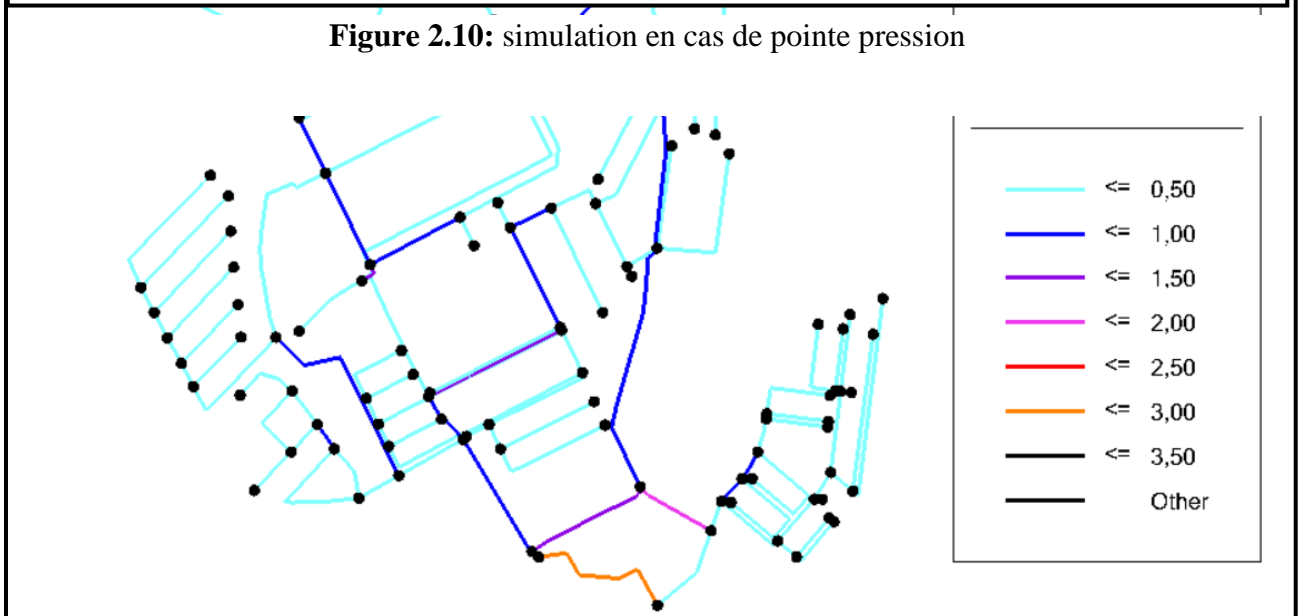


Figure 2.11 : Simulation en cas de pointe vitesse

❖ Cas de pointe+ incendie :



Figure 2.12 : Simulation en cas de pointe + incendie pression

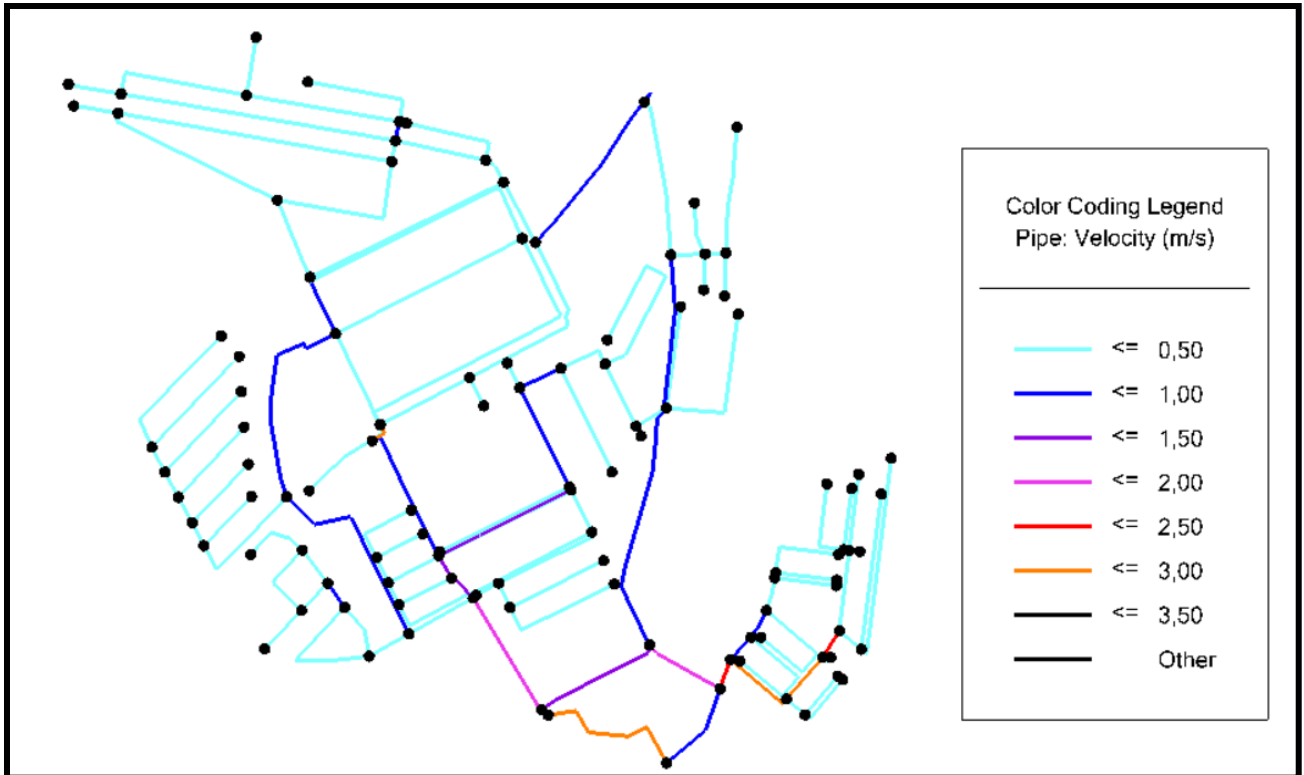


Figure 2.13 : Simulation en cas de pointe + incendie vitesse.

1.13 Interprétation des résultats du diagnostic :

D'après le diagnostic physique et hydraulique du réseau d'alimentation en eau potable, et après les résultats de simulation en Water-Gems qui sont montrées dans les figures précédentes on remarque que :

- La majorité des conduites dans le réseau existant de distribution sont des conduites en PVC avec des diamètres de PN10 bars.
- Après simulation du réseau d'AEP existant, il a été constaté : nous avons vérifié le réseau actuelle avec les besoins actuelle pour voir ça capacité d'insuffisance, après calcule nous avons remarqué le fonctionnement de ce réseau existant est bon donc il est bien dimensionné.

La pression minimale est supérieure à 30m.c.e (admissible) mais les caractéristiques hydrauliques (les vitesse) de quelques tronçons de conduite sont inférieurs à 0.5 m/s , tandis que d'autres ont une vitesse atteint plus que 2 m/s.

- La présence des fuites au niveau des emboitements des conduites en PVC.
- Les pertes de charges sont assez petits à cause le faible écoulement dans les tronçons, on peut faire une démonstration mathématique pour l'illustrer, On prend comme un exemple le tronçons P149 dans le cas de pointe + incendie :

Les données : $L=35$ m ; $D=44$ mm ; $v=0.69$ m/s ; $\xi=0.15$

On calcule : $\lambda = (1.14 - 0.86 * \ln (D\xi))^{-2} = 0.0275$

Alors : $PDC = 0.002$ m/m

Conclusion

Après la simulation du réseau existant de l'année en cours 2021 on a constaté que le réseau est en position très stable pour cette année mais il peut être déséquilibré à long terme, en plus nous remarquons qu'il y'a une bonne partie du réseau à vitesses faibles. Mais selon l'état physique il faut rénover la majorité des parties de réseau en utilisant le PEHD au lieu de PVC utilisé. Donc nous proposons de projeter un autre réseau avec une nouvelle conception.

Chapitre 3 : Calcul des besoins

Introduction

A travers ce chapitre, nous sommes appelés à estimer les différents besoins en eau potable qu'exige chaque catégorie de consommateurs rencontrée au niveau de l'agglomération. Cette estimation concerne non seulement les besoins domestiques futurs mais également ceux des équipements futurs que doit acquérir cette agglomération une fois étendue. A cet horizon futur, les besoins de notre agglomération englobent :

- Les besoins domestiques
- Les besoins industrielles (qui sont absentes dans notre cas)
- Les besoins des équipements publics

1.14 Evolution démographique :

En 2021, la population de la commune de FomToub était de 3864 habitants. Afin d'estimer la population à l'horizon futur (dans 30 ans), nous utilisons la relation suivante :

$$P = P_0 \left(1 + \frac{t}{100}\right)^n$$

Où :

- **P** : Population future ;
- **P₀** : Population de référence ;
- **n** : Nombre d'années séparant l'horizon de référence et celui futur
- **t** : Taux d'accroissement annuel de la population pris égal à 1.80%

Les résultats détaillés de cette estimation sont portés dans le tableau qui suit :

Tableau 3.1: estimation de la population

Nombre d'hab		
Actuel	Futur	Taux accroissement
2021	2051	1,80
3864	6599	

1.15 Dotation de consommation d'eau potable :

En général, la dotation croit en fonction de l'importance de l'agglomération. Pour notre agglomération, en absence de statistiques, nous pouvons estimer une dotation de 150 litres / jour /habitant pour l'horizon 2051.

1.15.1 Les besoins domestiques :

Ces besoins sont à usage domestique destinés que pour les habitations. Ces besoins comprennent les besoins de cuisine, des douches, de lavage de vaisselles et de nettoyages sanitaires et autres y compris l'arrosage des Jardins familiaux. Ces besoins sont représentés par la détermination d'une quantité moyenne journalière donnée par la relation suivante :

$$Q_{moyj} = (D \times N) / 1000 \quad m^3/j$$

Où :

Q_{moyj} : consommation moyenne journalière en m^3/j ;

D : dotation en $l/j/hab.$

N : Nombre d'habitants

Tableau 3.2 : besoins domestiques

Nombre d'habitants	Dotation	Consommation	
		2051	
	L/J/H	M^3/j	L/s
2051			
6599	150	989.83	11.46

1.15.2 Les besoins des équipements :

Pour les besoins futurs des équipements, sont représentés dans le tableau 3.3 :

Tableau 3.3: besoins des équipements futurs

	<i>Equipements projetés (2051)</i>					Débit (M^3/j)
	<i>L'équipement</i>	<i>Dotation l/j/ unité</i>	<i>Unité</i>	<i>Elément</i>	<i>Débit (l/s)</i>	
Equipement scolaire	CEM « CHERIF RABHI »	10	(l/j/élève)	300	0,03	3,00
	Lycée	10	(l/j/élève)	350	0,04	3,50
	Ecole primaire « BEN KAOUHA »	10	(l/j/élève)	200	0,02	2,00
	Ecole primaire 02	10	(l/j/élève)	150	0,02	1,50
Consommation administrative	Siege APC	05	(l/j/m ²)	2359,75	0,14	11,80
	Park APC 01	5	(l/j/m ²)	630,00	0,04	3,15
Consommation sociaux culturel	Mosquée 5000fidèles	05	Unité/j	1200	0,07	6,00
	Mosquée + Ecole de Coran:5000 fidèles	05	Unité/j	1300	0,08	6,50
	Librairie	05	(l/j/m ²)	507,31	0,01	0,5
	JARDIN PUBLIQUE	05	(l/j/m ²)	4338,75	0,10	8,68
	Maison des jeunes	10	(l/j/m ²)	256,46	0,03	2,56
Consommation com	Locaux commerciaux	5	(l/j/m ²)	1087,59	0,06	5,44

	Locaux commerciaux artisanal	5	(l/j/m ²)	273,36	0,02	1,37
	Station de service 01	5	(l/j/m ²)	1233,67	0,07	6,17
	Bureau de Poste	5	(l/j/m ²)	345,30	0,02	1,73
	Gendarmerie nationale	05	(l/j/m ²)	1459,17	0,08	7,30
Consommation Sanitaire	Centre de soins	05	(l/j/m ²)	231,77	0,01	1,16
				Qj TOTAL équipement	4,29	70,28

Tableau3.4 : les besoins totaux des équipements

Tableau récapitulatif (2051)	
Equipements existant (l/s)	4,29
Equipements projeté (l/s)	0
Q Total des équipements (l/s)	4,29

(Selon le plan directeur d'aménagement et d'urbanisme n'y a pas des équipements projetées)

1.15.3 Débit des fuites et gaspillages :

Pour prendre en considération les fuites et les gaspillages dans le réseau d'alimentation en eau potable et éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation quotidienne, il est essentiel d'appliquer une majoration de 15 % du débit Q_{moyj} . Ces fuites dépendent de l'état et l'âge du réseau de distribution.

Tableau 3.5 : estimation de débit de fuite

Désignation	Débit l/s		Débit M3/j	
	2021	2051	2021	2051
Domestiques	6,71	13,75	579,60	1187,80
Equipement	4,29	4,29	370,99	370,99
Débit des fuites	1,65	2,71	142,59	233,82

Tableau des besoins totaux :

Tableau 3.6: Les débits totaux

Désignation	Débit l/s		Débit M3/j	
	2024	2051	2024	2051
Total	12,65	20,74	1093,18	1792,60

1.16 Variations de la consommation :

1.16.1 Débit moyen journalier Q_{moyj} :

Ce débit exprime la moyenne en eau pour une agglomération pendant une journée

Tableau 3.7 : Débit moyen journalier

	Débit moyen journalier Q_{moyj}			
	2021		2051	
	M ³ /j	l/s	M ³ /j	l/s
ZONE D'ETUDE :	695,52	8,05	1187,80	13,75

1.16.2 Débit maximal journalier Q_{maxj} :

Représente la demande maximale pour une journée de l'année où la consommation est maximale :

$$Q_{maxj} = Q_{moyj} \times K_j$$

K_j : coefficient de variation journalière

$$K_j = 1.1 \text{ _ } 1.3$$

K_j = se rapproche de 1.1 pour une population importante.

K_j = se rapproche de 1.3 pour une petite agglomération à caractère rural.

On prend $K_j = 1.3$

Tableau 3.8: débit maximal journalier

Débit max total journalier Q_{moyj}			
2021		2051	
M ³ /j	l/s	M ³ /j	l/s
904,18	8,05	1544,14	17,87

1.16.3 Débit horaire Qh :

Le débit maximal est celui qui correspond à la consommation la plus élevée enregistrée durant l'heure de pointe de la journée. Il est essentiel pour concevoir la capacité du réseau de distribution

Il est calculé par la formule suivante :

$$Q_h = (Q_{maxj} \times K_h) / 24$$

Où :

Q_{maxj} : le débit maximum journalier en m³/j

K_h : coefficient de variation horaire.

$$K_h = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}$$

α_{max} : est un coefficient qui varie suivant le niveau de la vie de la population, il est compris entre 1.2 et 1.4, on prend $\alpha_{max} = 1.3$

β_{max} : est un coefficient qui varie selon le nombre de la population comme illustré dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.9: variation du β

Population	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	>50000
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Pour notre cas, nous prenons :

$$\beta_{max} = 1.4$$

On obtient :

$$K_h = 1.3 \times 1.4 = 1,82$$

Tableau 3.10 : débit horaire

Débit horaire Qh l/s			
2021		2051	
Qh m ³ /j	Qh l/s	Qh m ³ /j	Qh l/s
57.14	0.66	97.58	1,13

1.16.4 Débit de point Qp :

Il représente la demande en eau dans les heures de pointe :

$$Q_p = Q_{moyj} \times K_p$$

Où :

K_p : coefficient de pointe

$$K_p = K_j \times K_h = 1.3 \times 1.82 = 2.37$$

Tableau 3.11: débit de pointe

Débit de point Q_p			
2021		2051	
Q_p m ³ /j	Q_p l/s	Q_p m ³ /j	Q_p l/s
1371.33	15.87	2341.94	27.11

1.17 Évaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

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

$$Q_h = Ch * \frac{Q_{maxj}}{100} \text{ m}^3/\text{h}$$

Q_h :débit horaire nécessaire

$Ch\%$:pourcentage horaire

Tableau 3.12: variation de la consommation horaire de l'agglomération

Heures	Ch%	Qh (m ³ /h)	Ch cumulé	Qh cumulé
0-1	1,00	15,44	1,00	15,44
1-2	1,00	15,44	2,00	30,88
2-3	1,00	15,44	3,00	46,32
3-4	1,00	15,44	4,00	61,77
4-5	2,00	30,88	6,00	92,65
5-6	3,00	46,32	9,00	138,97
6-7	5,00	77,21	14,00	216,18
7-8	6,50	100,37	20,50	316,55
8-9	6,50	100,37	27,00	416,92
9-10	5,50	84,93	32,50	501,85
10-11	4,50	69,49	37,00	571,33
11-12	5,50	84,93	42,50	656,26
12-13	7,00	108,09	49,50	764,35
13-14	7,00	108,09	56,50	872,44
14-15	5,50	84,93	62,00	957,37
15-16	4,50	69,49	66,50	1026,85
16-17	5,00	77,21	71,50	1104,06

17-18	6,50	100,37	78,00	1204,43
18-19	6,50	100,37	84,50	1304,80
19-20	5,00	77,21	89,50	1382,01
20-21	4,50	69,49	94,00	1451,49
21-22	3,00	46,32	97,00	1497,82
22-23	2,00	30,88	99,00	1528,70
23-24	1,00	15,44	100,00	1544,14

D'après ce tableau nous avons :

maxQh M3/j	7,00	108,09
minQh M3/j	1,00	15,44

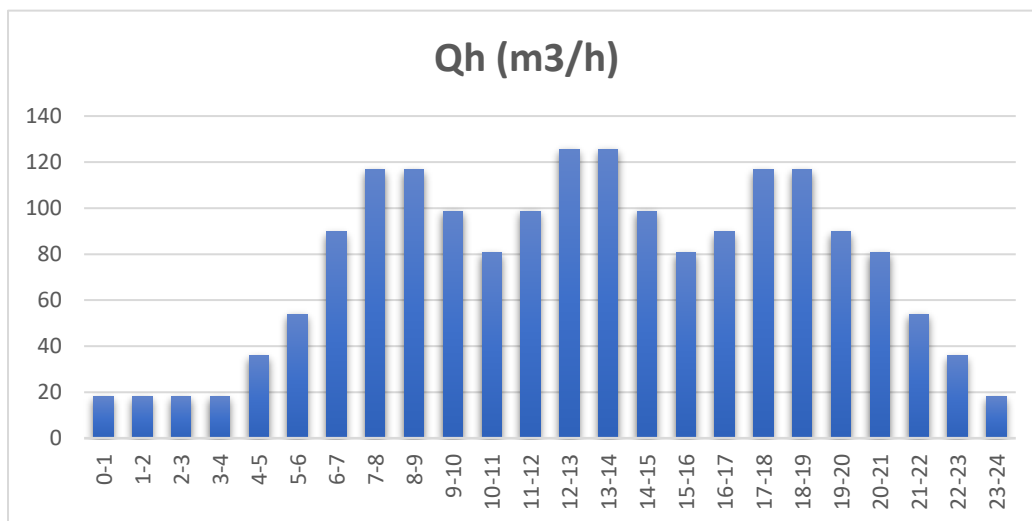


Figure3.1 : Régime de la consommation horaire (2053)

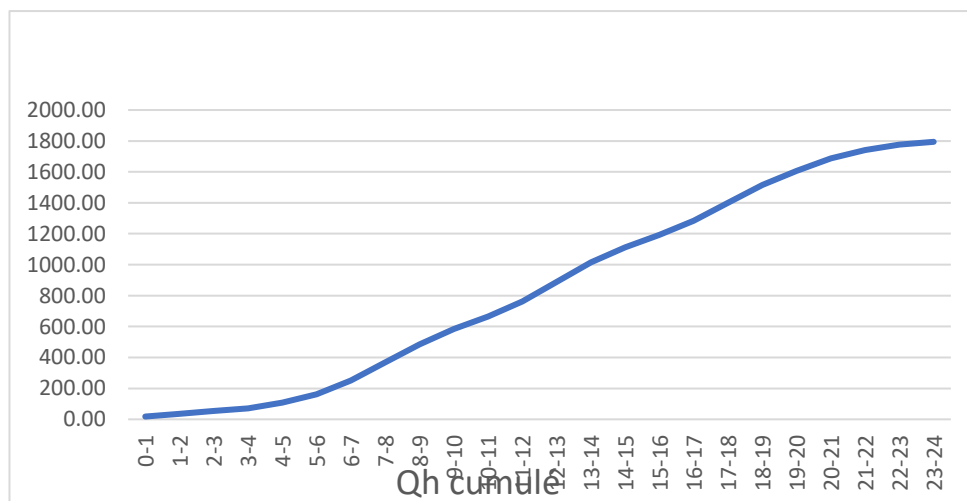


Figure3.2 : Courbe des débits cumulés

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons essayé d'estimer à partir des dotations obtenues selon les statistiques, les débits caractérisant le régime de consommation en eau potable de ladite agglomération. Ces débits nous servent comme base de dimensionnement de tous les ouvrages hydraulique formant le système d'AEP qui sera projeté.

Chapitre 4 : Dimensionnement du réseau de distribution

Introduction

Les résultats des diagnostics physiques et hydrauliques effectués sur le réseau principal de Foum Toub montre qu'il est extrêmement ancien et largement endommagé hydrauliquement. Dans sa majeure partie, il ne répond pas aux besoins des habitants, donc il est nécessaire de renouveler entièrement le réseau pour satisfaire les besoins croissants de notre communauté d'ici à 2051.

1.18 Choix du système d'AEP

Les systèmes d'approvisionnement en eau des agglomérations doivent assurer le captage de l'eau depuis la source naturelle, son traitement, et son transport jusqu'au consommateur.

- ✚ Système d'alimentation en eau potable avec réservoir en tête (c'est le cas de notre système) : Dans ce cas, le réservoir est placé entre la source et le réseau de distribution ou le réservoir doit être placé à une côte suffisante pour une pression au sol admissible (écoulement gravitaire) en tout point de réseau. Dans ce type de fonctionnement nous avons quatre cas de calcul possible : cas de pointe, cas de pointe+ incendie. Le réservoir en tête est préférable dans le cas d'un terrain à relief accidenté, de préférence plus proche de la station de pompage.
- ✚ Système d'alimentation en eau potable avec contre réservoir Dans ce cas, le réseau est placé entre la station de pompage et un château d'eau, Dans ce type de fonctionnement nous avons quatre cas de calcul possible : cas de pointe, cas de pointe+ incendie, cas de transit et cas où la pompe est à l'arrêt. Le contre réservoir est utilisé pour un plan de masse allongé à relief plat.

1.19 Types du réseau de distribution :

Les réseaux de distribution d'eau ont pour objectif d'amener l'eau, à partir du ou des réservoirs jusqu'aux consommateurs : fournir le débit maximal avec une pression au sol (ou charge) minimale compatible avec la hauteur des immeubles.

1.19.1 Structure des réseaux :

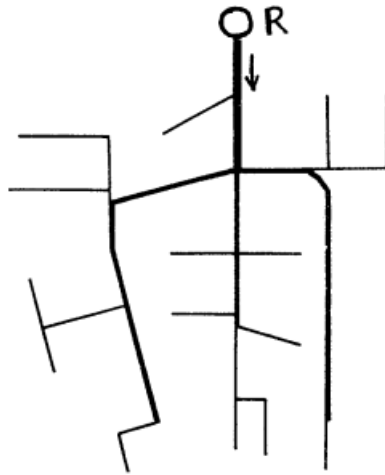
L'eau est distribuée aux consommateurs par des réseaux de conduites locaux, à l'intérieur de la zone alimenté. Les principaux éléments réseau de distribution sont : les conduites, les branchements et les pièces spéciales (coudes, raccordements, vannes, compteurs, bouches d'incendies, Les conduites de distribution doivent suivre les rues de la ville et ont posées en terre, généralement, le trottoir.

Selon les liaisons entre les différents tronçons de distribution, on distingue généralement deux types de réseaux : réseaux ramifiés et réseaux maillés :

• Réseau ramifié :

La caractéristique d'un réseau ramifié est que l'eau circule, dans toute la canalisation, dans un seul sens (des conduites principales vers les conduites secondaires, vers les conduites tertiaires,). De ce fait, chaque point du réseau est alimenté en eau que d'un seul Côté.

Ce type de réseaux présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité (en cas de rupture conduite principale, tous les abonnés situés à l'aval seront privés d'eau).

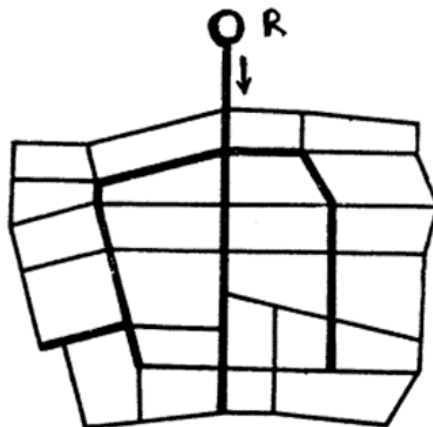


• Réseau maillé :

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

Les rues sont toujours alimentées par des ramifications. Ce type de réseaux présente les avantages suivants :

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



Eventuellement, on peut utiliser d'autres types de réseaux

- réseau mixte, qui est un réseau maillé comportant, en cas de besoin, quelques ramifications d'alimenter quelques zones de la Ville (zones industrielles ou zones rurales).

- réseaux étagés, dans le cas où la topographie est très tourmentée (exemple : le réseau de distribution du Grand Tunis).

- réseaux à alimentations distinctes : réseau d'eau potable et réseau d'eau non potable (exemple de la ville de Paris).

En général, on utilise un réseau maillé pour alimenter une zone urbaine et un réseau ramifié pour alimenter une zone rurale. En irrigation, on n'utilise que les réseaux ramifiés.

NB : Dans notre cas, nous avons choisi le réseau mixte pour alimenter équitablement les quartiers étroits.

1.19.2 Tracé des conduites :

Il faut chercher le tracé le plus direct entre la source et le d'accumulation. Le tracé empruntera, de préférence, des routes et chemins, ce qui facilitera l'accès durant le chantier et en cas de réparations éventuelles. Pour les conduites de gros diamètre, il sera difficile, toutefois, d'éviter le passage sur des terrains particuliers.

Les tracés comportant des profils horizontaux sont à éviter. Formation de bouchons d'air pouvant perturber l'écoulement. Il est, en effet, préférable d'avoir un profil comportant des montées lentes et des descentes rapides.

Une ventouse automatique est nécessaire au point haut du tracé : évacuation de l'air dissous et en cas de remplissage de la conduite, et entrée d'air à la vidange de la conduite.

Une décharge (une vanne manuelle) est aussi nécessaire au point bas du tracé pour permettre la vidange de la conduite

Si la longueur de la conduite importante, il faut aussi prévoir quelques vannes de sectionnement en vue de faciliter les réparations éventuelles,

N'oublions pas non plus de prévoir des clapets de retenue (qui assure le de l'eau dans un seul sens) à l'aval des pompes, pour éviter la vidange du réservoir de refoulement

Si certains tronçons du tracé sont soumis à des fortes pressions, on peut installer un brise-charge (ou réducteur de pression) c'est un réservoir à surface libre équipé à son entrée par une vanne permettant la dissipation de l'énergie de l'eau.

1.19.3 Choix du matériau des conduites :

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

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

Type de tuyaux :

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

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

Densité). Mais le type le plus utilisé dans le domaine d’approvisionnement en eau potable est le PEHD parce qu’il présente les avantages suivants :

- Résistant aux pressions élevées et corrosion.
- Sans danger pour les aliments.
- Durable et léger
- La disponibilité dans les marchés
- Facilement usinable et soudable
- Perte de charge sont faibles (rugosité faible)

1.20 Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Les conduites devront transiter un débit de pointe et résister à la forte pression durant la période de consommation minimale.

J’ai utilisé le Waterkade et le Water Gems, donc le dimensionnement et la détermination des débits dans un réseau s’effectuent de la manière suivante :

- Tracé du réseau dans le Waterkade.
- Détermination de la localisation des maisons dans le réseau (Customer-meter).
- Saisir les débits de consommation de chaque maison et équipement.
- Faire l’assimilation.

1.20.1 Débit de consommation de la population :

On calcule le débit de consommation de chaque Customer-meter

Tableau 4.1 : débit de consommation

Qp	N maison	Qmaison
32.53	1084	0.03

Remarque : Pour les débits de customer-meter de chaque équipement nous multiplions les besoins de l’équipement par le coefficient de point.

Donc voici un échantillon des customer-meter :

Tableau 4.2 : échantillon des débits des jonctions Customer-meter et équipements

N	Label	Eléments associées	Demande l/s
957	Station de service 01	P-31	0.34
1012	Locaux commerciaux artisanal	P-42(1)(1)(2)	0.04
1030	Locaux commerciaux	P-57(2)	0.15
1129	Gendarmerie nationale	J-129	0.6
1128	Siege APC	P-7(2)(2)(2)(2)	0.65
1089	Park APC 01	P-64	0.09
1018	Mosquée + Ecole de Coran	P-57(2)	0.14
1581	Mosquée	P-7(2)(1)	0.14
1096	Maison des jeunes	P-65(1)(2)	0.07

944	Lycée	P-12	3.19
1021	Librairie	P-57(2)	0.14
892	JARDIN PUBLIQUE	P-17(2)	0.24
945	Ecole primaire « BEN KAOUHA »	P-44	0.36
1130	Ecole primaire 02	P-33(1)	0.76
941	Centre de soins	P-2(2)(2)(2)(2)	0.38
1580	CU-1127	P-76	0.03
1579	CU-1126	P-83	0.03
1578	CU-1125	P-83	0.03
1577	CU-1124	P-83	0.03
1576	CU-1123	P-73(2)(2)(2)(2)(2)(1)	0.03
1575	CU-1122	P-73(2)(2)(2)(2)(2)(1)	0.03
1574	CU-1121	P-82	0.03
1573	CU-1120	P-82	0.03
1572	CU-1119	P-82	0.03
1571	CU-1118	P-82	0.03
1570	CU-1117	P-73(2)(2)(2)(2)(2)(2)(1)	0.03
1569	CU-1116	P-83	0.03
1568	CU-1115	P-84	0.03
1567	CU-1114	P-83	0.03
1566	CU-1113	P-84	0.03
1565	CU-1112	P-83	0.03
1564	CU-1111	P-76	0.03
1563	CU-1110	P-76	0.03
1562	CU-1109	P- 73(2)(2)(2)(2)(2)(2)(2)(1)	0.03
1561	CU-1108	P-84	0.03
1560	CU-1107	P-84	0.03
1559	CU-1106	P-76	0.03
1558	CU-1105	P-76	0.03
1557	CU-1104	P-76	0.03
1556	CU-1103	P-76	0.03
1555	CU-1102	P-76	0.03
1554	CU-1101	P- 73(2)(2)(2)(2)(2)(2)(2)(2)	0.03
1553	CU-1100	P- 73(2)(2)(2)(2)(2)(2)(2)(2)	0.03
1552	CU-1099	P-76	0.03
1551	CU-1098	P-76	0.03
1550	CU-1097	P- 73(2)(2)(2)(2)(2)(2)(2)(2)	0.03
1549	CU-1096	P-73(2)(2)(2)(2)(1)	0.03
1548	CU-1095	P-82	0.03
1547	CU-1094	P-82	0.03
1546	CU-1093	P-82	0.03

1545	CU-1092	P-82	0.03
1544	CU-1091	P-82	0.03
1543	CU-1090	P-76	0.03
1542	CU-1089	P-81	0.03
1541	CU-1088	P-81	0.03

1.20.2 Vérification de la vitesse dans le réseau :

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

Pour notre cas on constate qu'il y a quelques vitesses faibles (< 0.5 m/s) à cause des petites ramifications ce qui est considérée acceptable.

Tableau 4.3 : échantillon des conduites (vitesse)

Label	Longueur	Débit (L/S)	Diamètre (mm)	Matière	Vitesse (m/s)
P-68(1)	109	5.46117	66	PEHD	1.6
P-2(2)(1)(2)(2)	12	13.24613	110.2	PEHD	1.39
P-2(2)(2)(1)	67	8.99812	96.8	PEHD	1.22
P-20	92	2.87001	55.4	PEHD	1.19
P-10(1)	7	3.85014	66	PEHD	1.13
P-2(1)	98	42.64699	220.4	PEHD	1.12
P-32(1)	33	3.82066	66	PEHD	1.12
P-19(1)	5	3.73018	66	PEHD	1.09
P-10(2)(1)	27	3.70011	66	PEHD	1.08
P-2(2)(1)(1)	379	38.62612	220.4	PEHD	1.01
P-2(2)(1)(2)(1)(1)	33	15.76659	141	PEHD	1.01
P-7(2)(1)	30	9.60954	110.2	PEHD	1.01
P-12	151	3.31003	66	PEHD	0.97
P-15(1)	4	2.31045	55.4	PEHD	0.96
P-2(2)(1)(2)(1)(2)(1)	61	14.92641	141	PEHD	0.96
P-6(1)	94	9.01979	110.2	PEHD	0.95
P-73(1)	57	3.21069	66	PEHD	0.94
P-7(2)(2)(1)	67	8.73936	110.2	PEHD	0.92
P-2(2)(1)(2)(1)(2)(2)	135	14.08623	141	PEHD	0.9
P-7(1)	156	13.68971	141	PEHD	0.88
P-59(1)	4	2.0703	55.4	PEHD	0.86
P-42(2)	101	-4.218	79.2	PEHD	0.86
P-69(1)	116	2.85061	66	PEHD	0.83

P-73(2)(1)	34	2.82061	66	PEHD	0.82
P-59(2)(1)(1)	47	1.80024	55.4	PEHD	0.75
P-2(2)(2)(2)(1)(1)	19	5.23794	96.8	PEHD	0.71
P-73(2)(2)(1)	31	2.43052	66	PEHD	0.71
P-7(2)(2)(2)(1)	116	6.42891	110.2	PEHD	0.67
P-46(1)	3	1.02022	44	PEHD	0.67
P-42(1)(1)(2)	94	3.12859	79.2	PEHD	0.64
P-42(1)(2)	79	-3.10776	79.2	PEHD	0.63
P-57(1)(1)	146	3.05555	79.2	PEHD	0.62
P-57(2)	277	-5.85634	110.2	PEHD	0.61
P-59(2)(1)(2)	52	1.47017	55.4	PEHD	0.61
P-73(2)(2)(2)(1)	25	2.04044	66	PEHD	0.6
P-27(1)	62	2.85965	79.2	PEHD	0.58
P-13(1)	5	0.87019	44	PEHD	0.57
P-27(2)(1)	33	2.70962	79.2	PEHD	0.55
P-2(2)(2)(2)(1)(2)	85	3.96768	96.8	PEHD	0.54
P-39(1)	133	1.26027	55.4	PEHD	0.52
P-6(2)(1)	233	4.86897	110.2	PEHD	0.51
P-42(1)(1)(1)(1)	368	4.86897	110.2	PEHD	0.51
P-33(1)	265	1.23026	55.4	PEHD	0.51
P-65(1)(1)	103	1.15023	55.4	PEHD	0.48
P-7(2)(2)(2)(2)	320	2.30819	79.2	PEHD	0.47
P-32(2)(1)	182	1.11024	55.4	PEHD	0.46
P-27(2)(2)(1)(1)	31	2.25952	79.2	PEHD	0.46
P-42(1)(1)(1)(2)	39	4.35886	110.2	PEHD	0.46
P-73(2)(2)(2)(2)(1)	25	1.56034	66	PEHD	0.46
P-27(2)(2)(1)(2)	49	1.86944	79.2	PEHD	0.38
P-43	58	0.8401	55.4	PEHD	0.35
P-17(1)	70	0.81012	55.4	PEHD	0.34
P-70(1)	127	1.11024	66	PEHD	0.32
P-73(2)(2)(2)(2)(2)(1)	27	1.11024	66	PEHD	0.32
P-19(2)(1)	57	0.77015	55.4	PEHD	0.32
P-5	73	0.72015	55.4	PEHD	0.3
P-8(1)	79	0.66014	55.4	PEHD	0.27
P-40(1)	58	0.66014	55.4	PEHD	0.27
P-68(2)	409	0.9302	66	PEHD	0.27

1.20.3 Vérification des pressions (au sol) dans le réseau :

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

Tableau 4.4: échantillon des conduites (pression)

Label	Élévation	Q nœud	Pression (m H2O)
J-148	1 156.87	0.09002	75
J-144	1 158.37	0.78017	73
J-142	1 158.46	0.9302	70
J-150	1 158.62	0.12003	73
J-153	1 158.66	0.15003	69
J-157	1 159.08	0.51011	75
J-159	1 159.40	0.24005	75
J-149	1 159.45	0.57012	72
J-174	1 159.70	0.39008	68
J-147	1 159.73	0.30006	72
J-146	1 159.85	0.03001	72
J-175	1 160.39	0	67
J-172	1 160.55	0.21005	67
J-173	1 160.99	0.06001	67
J-145	1 161.15	0.96021	71
J-170	1 161.50	0.21005	66
J-171	1 161.53	0.09002	66
J-158	1 161.85	0.27006	73
J-168	1 161.98	0.27006	66
J-141	1 161.99	0.36005	71
J-166	1 162.18	0.30006	66
J-143	1 162.33	0.24005	71
J-164	1 162.37	0.24005	66
J-169	1 162.58	0.18004	65
J-152	1 162.79	1.32028	67
J-135	1 163.45	0.15003	71
J-154	1 163.52	0.54012	71
J-162	1 163.83	0.27006	65
J-165	1 163.84	0.15003	64
J-155	1 163.90	0.18004	71
J-167	1 163.90	0.18004	64
J-160	1 163.97	0.27006	65
J-161	1 164.00	0.12003	65
J-163	1 164.00	0.12003	64
J-116	1 164.04	0.30006	72
J-136	1 164.09	0.19003	70
J-119	1 164.18	0.38001	70
J-131	1 167.28	0.33007	66
J-64	1 167.62	0.03001	68
J-56	1 167.68	0	67
J-105	1 167.70	0.03001	68
J-57	1 167.90	0.03001	66

J-98	1 167.91	0.51011	67
J-41	1 167.96	0.51011	67
J-44	1 167.99	0.45005	67
J-96	1 168.00	0.09002	67
J-55	1 168.02	0.30006	66
J-97	1 168.03	0.15003	67
J-94	1 168.21	0.21005	67
J-77	1 168.42	0.69015	65
J-104	1 168.56	0	67
J-132	1 168.58	0	65
J-100	1 168.72	0.06001	67
J-76	1 168.77	0.21005	64
J-82	1 168.77	0.27006	64
J-106	1 168.80	0.18004	67
J-125	1 168.98	0.12003	65
J-95	1 169.00	0.12003	67

1.21 Résultats de la simulation hydraulique du réseau à l'horizon 2053 :

❖ **Cas de pointe**

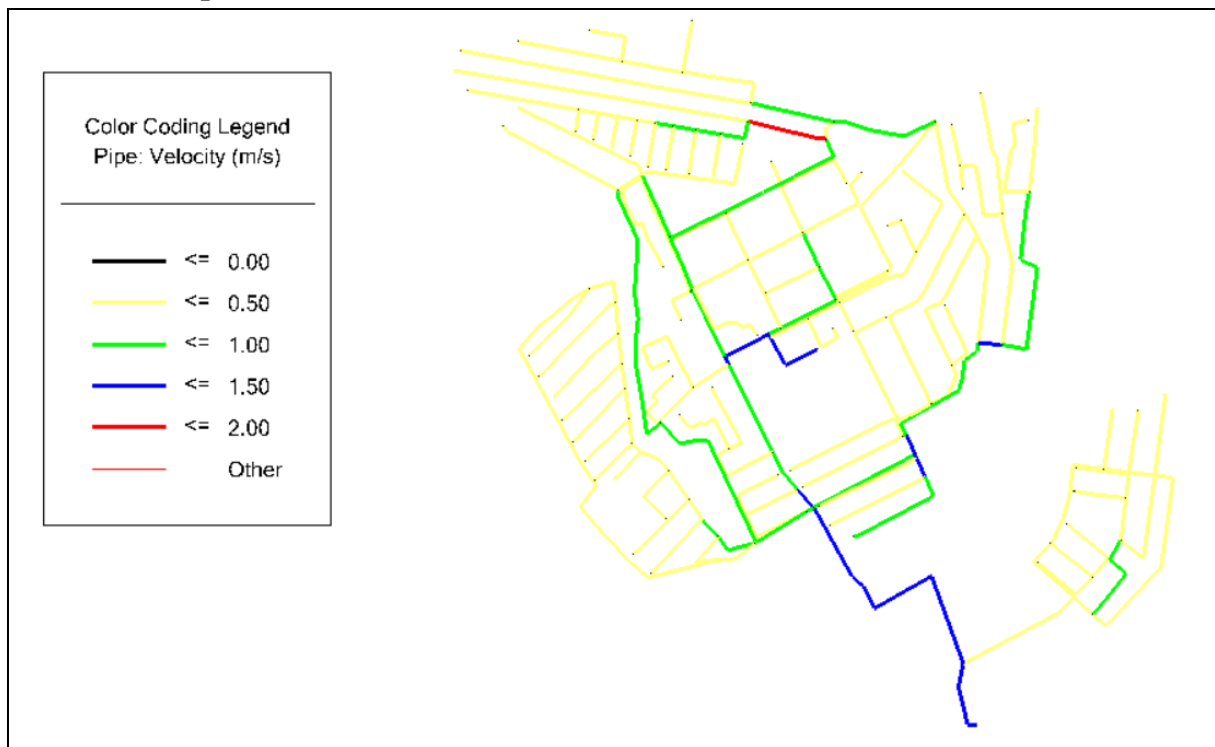


Figure 4.1 : assimilation en cas de pointe (vitesse)

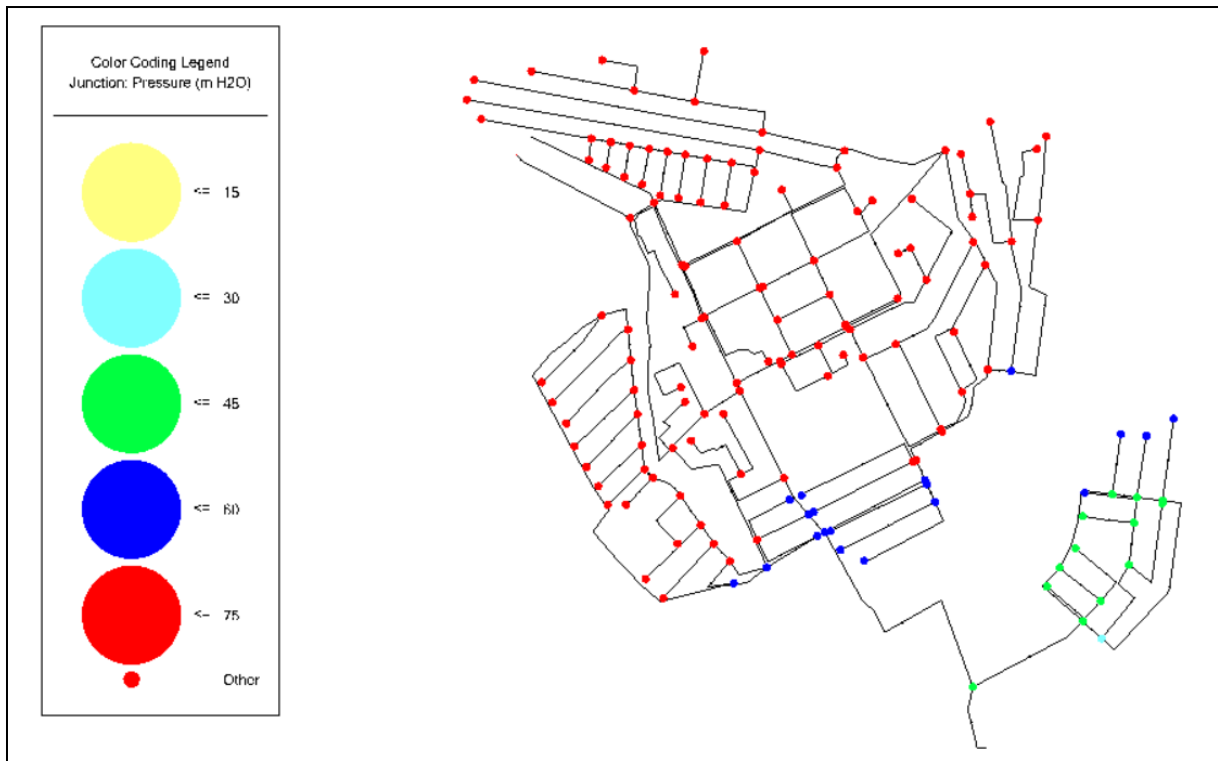


Figure 4.2 : assimilation en cas de pointe (pression)

❖ Cas de pointe et incendie



Figure 4.3 : assimilation en cas de pointe+incendie (vitesse)

Chapitre 5 : Ouvrages de stockage

Introduction :

Les réservoirs d'eau sont généralement indispensables pour assurer une alimentation adéquate en eau potable à une agglomération. Leur nécessité découle principalement de la différence entre le débit de captage ou de pompage et le débit de consommation de l'agglomération, qui varie en fonction des heures de la journée. Ce chapitre a pour objectif de déterminer les volumes de stockage nécessaires pour le réseau étudié.

1.22 Rôle des réservoirs :

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

En principe, les réservoirs se différencient d'après leur position par rapport au sol réservoirs enterrés et surélevés

Par rapport au réseau d'approvisionnement, ils peuvent aussi être groupés en deux types réservoirs de passage (placés entre le captage et le réseau de distribution de l'eau) et réservoirs d'équilibre (placés à la fin du réseau de distribution).

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous cinq rubriques principales :

- Un réservoir est un régulateur de débit entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et/ou le traitement) le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation). Il permet alors de transformer, de point de vue de la production et du pompage, les pointes de consommation horaire en demande moyenne. D'où des économies d'investissement pour tous les ouvrages situés à l'amont du réservoir. D'autre part, les stations de pompage ne peuvent pas suivre exactement les variations de la demande en eau.
- Un réservoir est un régulateur de pression en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation. En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier. Au moment de la mise en marche et de l'arrêt, coupure ou disjonction du courant, modification du point de fonctionnement par suite de la variation du débit demandé...

Si la côte du réservoir ne permet pas de fournir une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).

- Un réservoir est un élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction arrêt de la station de traitement).
- Un réservoir a une fonction économique, puisqu'il permet une certaine adaptation du fonctionnement du pompage de telle façon à optimiser l'ensemble adduction + réservoirs (moins de consommation d'énergie électrique pendant les heures de pointe, refoulant un débit constant correspondant au rendement maximum).

- Un réservoir est un point test, en volume et en pression, d'un réseau maillé. Il est en effet un baromètre précis, en permanence et en continu de l'état du réseau (pression) de l'évaluation de la demande réelle (variations de niveau).

Compte tenu des multiples fonctions du réservoir, il est souvent très difficile, voire extrêmement coûteux, de trouver un substitut complet. Il est certes possible de pomper l'eau directement dans le réseau avec des débits variables en fonction des besoins, en utilisant un système de gestion en temps réel de la station de pompage (automatisation du fonctionnement). Cependant, pour une ville comme Fom Toub, il est indispensable car le temps et le volume de pompage diffèrent des besoins de consommation.

Ainsi, le réservoir n'est pas nécessaire, mais il reste la solution la plus économique.

1.23 Equipements de contrôle

1.23.1 Les équipements hydrauliques

- Un réservoir doit avoir les équipements suivants faciliter son exploitation.
- Un système d'arrêt de son alimentation : robinet à flotteur, vanne à commande hydraulique ou vanne à commande électrique ;
- Une crépine d'alimentation de la distribution. La crépine doit permettre de renouveler la réserve incendie sans pouvoir l'utiliser au cours de la simple distribution ;
- Un compteur de distribution, facilement accessible afin de mesurer les volumes d'eau distribués.
- Un robinet de prise pour l'analyse de la qualité de l'eau sera placé sur la conduite de distribution.
- Une conduite de soutirage de la réserve incendie dont le dispositif d'ouverture est la disposition permanente des sapeurs-pompiers.
- Une conduite de trop plein.
- Une conduite de vidange munie de vanne, dont le système de manœuvre est protégé n'est accessible que par les agents de la société de distribution ;
- Un by-pass entre la conduite d'adduction et la conduite de distribution afin d'assurer la continuité du service pendant l'entretien du château d'eau.
- Un système de mesure du volume d'eau contenue dans le réservoir.

1.23.2 Les équipements de pilotage

Le niveau d'eau dans le château, l'index du compteur, l'état du système d'arrêt du débit d'adduction peuvent faire l'objet de transmission au bureau de pilotage des installations. La transmission se fera :

- Manuellement
- Par transmission hydraulique
- Par transmission radio
- Électriquement
- Par le réseau téléphonique (analogique, numérique).

1.24 L'emplacement des stockages sur le réseau

L'emplacement du réservoir doit concilier deux contraintes :

- Se situer au centre de la zone desservie pour minimiser la longueur et le diamètre des conduites principales ;
- Être construit au point géométriquement le plus haut de la zone couverte afin de minimiser sa hauteur par rapport au terrain naturel ;

La surélévation d'un réservoir a un impact important sur son coût de construction. Lorsque la zone est un terrain irrégulier, la solution optimale consiste à placer le réservoir au point le plus élevé de la ville afin d'assurer une distribution gravitaire.

1.25 La détermination de la cote du radier du stockage

La cote du radier d'un stockage dépend essentiellement du besoin pression minimal des installations situées à l'aval de l'ouvrage. Lorsqu'il s'agit d'ouvrage de régulation, situé à l'amont d'installation de traitement par exemple, c'est le besoin minimal de pression qui fixe la cote du radier du stockage. S'il s'agit d'une bache d'aspiration de pompe, c'est la hauteur nette positive d'aspiration requise (NPSHr) qui sera la contrainte principale pour le choix de la cote relative par rapport à la disposition de la pompe. Le choix des côtes des stockages situés sur les réseaux de distribution est soumis à deux contraintes majeures. L'ouvrage doit assurer la pression de service contractuelle au point hydrauliquement le plus défavorisé en pression tant qu'il délivre un débit d'eau. La pression dans le réseau doit rester inférieure à la pression nominale des conduites et accessoires de distribution. Dans les villes très accidentées, la mise en place d'appareils de réduction de pression est inévitable. En lieu et place il est quelquefois préconisé la construction de plusieurs stockages suivant des paliers de pression, lorsque cette solution est économiquement concurrentielle.

1.26 La détermination la capacité de stockage

La capacité de stockage sur les réseaux de distribution est comprise entre 25% et 50%, avec une moyenne 33%, de la consommation journalière de pointe. Elle se compose de trois éléments.

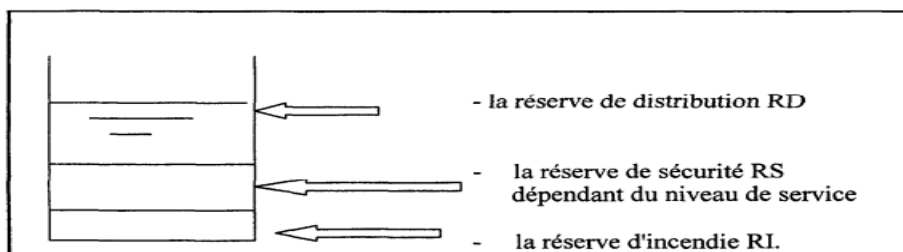


Figure 5.1 : capacité de stockage sur le réseau de distribution

1.26.1 La réserve de secours

La réserve de secours n'a pas un caractère obligatoire ; elle dépend du confort que l'on veut offrir aux usagers. Elle correspond à un volume représentant une fourchette de 6 heures à 14 heures de la distribution du jour moyen.

1.26.2 La réserve incendie

Le volume de la réserve incendie est estimé à partir du nombre probable d'incendies, du temps pour les étouffer (1 à 2 h). En général on prévoit un incendie par dispositif de stockage, et un débit variant de 30 à 60 m³/h, suivant la localité.

1.26.3 La réserve de distribution

La capacité théorique de la réserve de distribution est fonction du débit d'adduction et des fluctuations du débit de distribution. La réserve de distribution devient nécessaire lorsque le débit maximal de distribution est supérieur au débit d'adduction. Trois méthodes sont employées pour approcher son volume.

- La méthode analytique

Le fonctionnement du système est simulé au cours d'une journée afin de déceler à des pas de temps prédéterminés les déficits et les surplus de volume non consommés.

- La méthode graphique

La méthode graphique de détermination de la réserve de distribution permet de visualiser les compensations entre les temps de faible consommation et ceux des fortes consommations afin d'ajuster les périodes de pompage pour minimiser les risques de rupture de fourniture pendant les heures de forte consommation

- La méthode simplifiée

Est le résultat de l'expérience de chaque pays. Elle est consacrée par l'usage et peut-être utile, surtout pour les localités où il n'existe pas encore de données statistiques conséquentes.

1.27 La capacité de réservoir :

La capacité des réservoirs est toujours déterminée à partir des courbes de variation des débits d'alimentation des débits distribués, avec des simplifications concernant, principalement, une approximation par paliers de la courbe de consommation.

Il faut choisir un régime de variation de l'alimentation des réservoirs

- ✓ Soit une adduction continue de débit horaire constant égal à a ($= Q_{jmax} / 24$),
- ✓ Soit un pompage de nuit (de durée 10 h seulement : de 20 h à 6 h) de débit horaire égal à $2,4 \cdot a$ ($= Q_{jmax} / 10$),
- ✓ Soit un pompage variable durant les 24 heures de la journée.

Notons que, dans ces calculs, il faut prévoir l'évolution future de la consommation et ajouter une réserve d'incendie. En effet, tout réservoir doit comporter aussi une réserve d'incendie, qui doit être disponible à tout moment. La réserve minimale à prévoir est de 120 m³ pour chaque réservoir (la motopompe de lutte contre le feu utilisée par les pompiers est de 60 m³/h et la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen est évaluée à 2 h).

Enfin, nous signalons qu'il faut répartir le volume nécessaire sur au moins deux réservoirs (ou cuves indépendantes), pour plus de sécurité dans la distribution et pour prévoir la possibilité de nettoyage des cuves.

Les volumes des réservoirs les plus utilisés sont : 250 ; 500 ; 1000 ; 1500 ; 2000 ; 3000 ; 5000 ; 7500 ; 10 000 ; 12 000 ; 15 000 et 20 000 m³.

A cause des frais élevés exigés par la construction, l'exploitation et l'entretien des châteaux d'eau, leur volume dépasse rarement 1000 m³. Un bon ajustement du régime de pompage ou, éventuellement, l'utilisation simultanée d'autres réservoirs semi-enterrés, nous permettent alors de réduire le volume nécessaire du château d'eau.

$$V_u = \frac{R_{max+} + R_{max-}}{100} * Q_{maxj}$$

V_u : le volume dans le réservoir (m³)

R_{max+}: le reste dans le réservoir maximum positif.

R_{max-}: le reste dans le réservoir maximum négatif.

Q_{max}: le débit maximum journalier (m³/j)

Pour les agglomérations à haut risque d'incendie, la capacité à prévoir pour l'incendie pourrait être supérieure à 120 m³. Pour les grandes villes, le volume d'incendie est généralement négligeable par rapport au volume total des réservoirs.

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

Avec :

- V_t : le volume total du réservoir (m³).
- V_u : le volume utile du réservoir (m³).
- V_{inc} : le volume d'incendie estimé à 120 (m³).

Tableau 5.1: Détermination de la capacité de réservoir d'alimentation

Heures	Ch (%)	Refolement (%)	Arrivé d'eau	Départ d'eau	Reste dans le réservoir
0-1	1,00	0,00	-	1,00	0
1-2	1,00	0,00	-	1,00	-1,00
2-3	1,00	0,00	-	1,00	-2,00
3-4	1,00	0,00	-	1,00	-3,00
4-5	2,00	5,00	3,00	-	0,00
5-6	3,00	5,00	2,00	-	2,00
6-7	5,00	5,00	0,00	-	2,00
7-8	6,50	5,00	-	1,50	0,50
8-9	6,50	5,00	-	1,50	-1,00
9-10	5,50	5,00	-	0,50	-1,50
10-11	4,50	5,00	0,50	-	-1,00
11-12	5,50	5,00	-	0,50	-1,50
12-13	7,00	5,00	-	2,00	-3,50

13-14	7,00	5,00	-	2,00	-5,50
14-15	5,50	5,00	-	0,50	-6,00
15-16	4,50	5,00	0,50	-	-5,50
16-17	5,00	5,00	0,00	0,00	-5,50
17-18	6,50	5,00	-	1,50	-7,00
18-19	6,50	5,00	-	1,50	-8,50
19-20	5,00	5,00	0,00	0,00	-8,50
20-21	4,50	5,00	0,50	-	-8,00
21-22	3,00	5,00	2,00	-	-6,00
22-23	2,00	5,00	3,00	-	-3,00
23-24	1,00	5,00	4,00	-	1,00

Tableau 5.2: résultats du calcul du volume total du réservoir d'alimentation

Paramètres	Qmaxj	R+ max	R- min	Vu	Vinc	Vtot
Unité	m ³ /j	-	-	m ³	m ³	m ³
Résultats	1794,13	8,5	2	188,38	120	308,38

Après la normalisation du volume total du réservoir, on a trouvé que sa capacité de stockage nécessaire est de 500 m³. Pour assurer les besoins de notre chef-lieu.

1.28 Dimensions du Réservoir :

❖ Le diamètre

On a hauteur d'eau de 3 vers 6 m donc, on prend H=6m.

$$S = \frac{Vn}{H} = \frac{\pi D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4Vn}{\pi H}}$$

Avec :

Vn : capacité normalisée du réservoir.

S : la section du réservoir (m²).

D : diamètre du réservoir.

H : la hauteur d'eau

$$D = \sqrt{\frac{4Vn}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 * 500}{3,14 * 6}} = 10,30 \text{ m}$$

Le diamètre du réservoir doit être normalisé : DN = 11 m

❖ Elévation de la hauteur d'eau h :

$$he = \frac{4.Vn}{\pi.D^2}$$

AN :

$$he = \frac{4.Vn}{\pi.D^2} = \frac{4.500}{\pi.11^2}$$

Donc, $he = 5,26$ m

❖ La section de la cuve :

$$S = \frac{Vn}{h} = \frac{500}{5,26}$$

Donc :

$$S = 95 \text{ m}^2$$

❖ Hauteur de la réserve d'incendie :

$$Hinc = \frac{vinc}{s} = \frac{120}{95}$$

Donc, $Hinc = 1,26$ m

❖ La hauteur totale de la cuve :

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0.25 à 1 m, au-dessus du plan d'eau.

H cuve = h + R

H cuve : la hauteur totale de la cuve (m).

R : revanche (m).

On prend : R = 0,5 m.

$$Htot = R + Hinc + He = 0,5 + 1,26 + 5,26$$

Donc, $Htot = 6,76$ m

Conclusion

À la fin de ce chapitre, nous avons utilisé la méthode analytique pour évaluer les besoins en eau du chef-lieu de Foug Toub. Les calculs ont montré que la capacité actuelle du château d'eau est insuffisante. Pour garantir un approvisionnement adéquat, il est nécessaire de prévoir un réservoir supplémentaire d'une capacité de 500 m³.

Chapitre 6 : Adduction

Introduction

Pour assurer le bon fonctionnement du système d'approvisionnement en eau potable de chef-lieu de Foug Toub, il est nécessaire de prendre en considération :

- Les nouveaux forages comme une source d'adduction pour couvrir les déficits actuels en eau.
- L'étude pour déterminer le type de pompes idéales et leur nombre nécessaire pour notre projet.

1.29 Généralité sur l'adduction :

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux points :

- Entre la source et la station de traitement ;
- Entre la station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution ;
- Entre la source et les stockages ou le réseau de distribution.

Il n'y a pas de distribution en route en dehors de prélèvements ponctuels pour d'autres localités ou de gros consommateurs (hôpitaux, industries) qui ont une certaine priorité d'alimentation, compte tenu de la nature des usages qui ne doivent pas souffrir d'interruption de la fourniture d'eau. Les conduites d'adduction doivent être posées et exploitées avec beaucoup de soins en raison de la sensibilité de leur rôle dans le système d'approvisionnement en eau potable. La longueur d'une conduite d'adduction peut varier de quelques kilomètres à plusieurs dizaines de kilomètres.

D'un point de vue hydraulique, l'adduction peut être gravitaire ou par refoulement.

- L'adduction est dite gravitaire lorsque la source est située en altitude par rapport au site à alimenter. La force de déplacement de l'eau est l'énergie potentielle. Le débit transitant est modulé, permanent, commandé par l'aval.

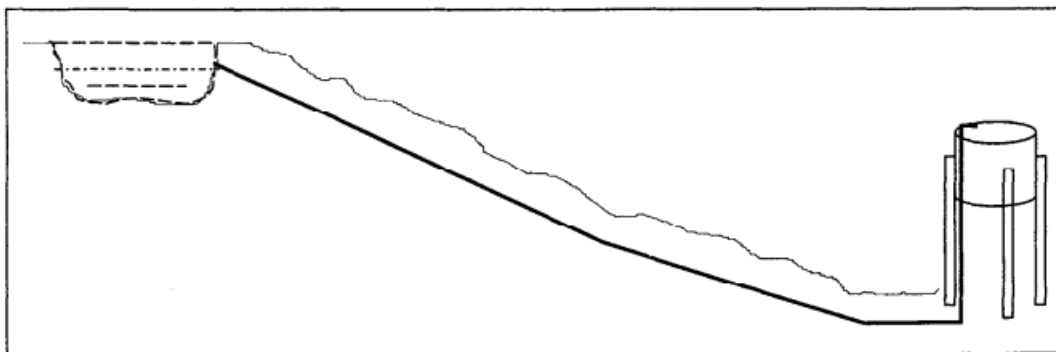


Figure 6.1: L'adduction gravitaire

- L'adduction est dite par refoulement (qui est utilisée dans notre système) lorsque le déplacement de l'eau est dû par une pompe. Le débit transité est alors discontinu, variable dépendant du débit de pompage. Il est commandé par l'amont avec la mise en marche des pompes.

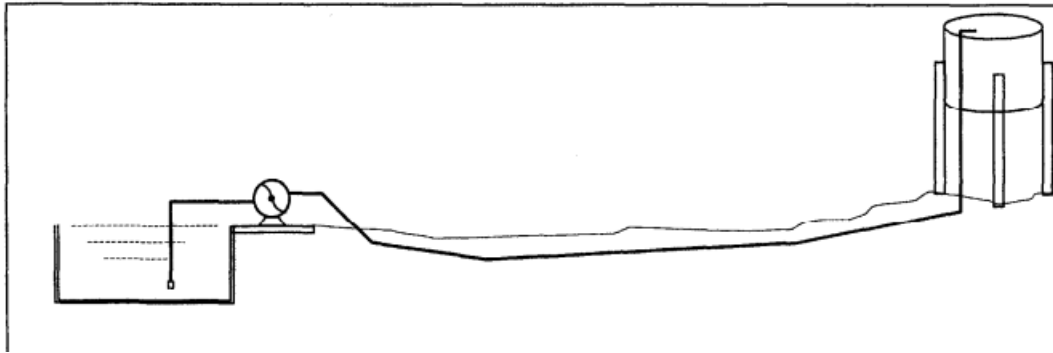


Figure 6.2: L'adduction par refoulement

1.30 Trace des conduites

1.30.1 Tracé en plan

Les conduites d'adduction seront posées le long des voies de communication existantes pour des raisons économiques, de facilité de pose et de maintenance ultérieure des installations.

1.30.2 Profil en long

Les conduites d'adduction sont souvent enterrées pour des raisons de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau. Elles ont des profils en long différents de celui du terrain naturel. Le choix d'un profil en long poursuit trois (3) objectifs :

- Minimiser les terrassements à l'exécution ;
- Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative ou préventive ;

Évacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont :

- la réduction de débit
- le gaspillage d'énergie
- les coups de bélier.

Il faut éviter les tracés trop accidentés dont les conséquences sont la création de plusieurs zones de surpression et de dépression, la dégradation des jonctions des éléments de conduite, ainsi que la formation de poches d'air. Pour protéger et entretenir la conduite, le profil en long choisi tiendra compte de la nécessité d'accumuler l'air non dissous en des points hauts prédéterminés où seront installés les appareils d'évacuation de cet air et de créer des points bas où seront construits des systèmes de décharge des conduites. En pratique, les dispositions suivantes seront prises :

- Créer des pentes minimales à 0,30/0.
- Réduire le nombre de changements de pente dû au relief du terrain naturel.

Lorsque le profil du terrain naturel est horizontal, il faut créer des pentes artificielles de 0.2 à 0.3% en partie montante sur une distance d'environ 100 m et 0.4 à 0.6% en partie descendante sur une distance d'environ 50,00 m.

1.31 Choix du matériau de la conduite :

- Résistant aux pressions élevées et corrosion.
- Adaptation aux terrains de pose
- Sans danger pour les aliments.
- Étanchéité
- La disponibilité dans les marchés
- Le prix de fourniture et de transport
- Facilement usinable et soudable

1.32 Les Conditions limites de la vitesse :

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

la vitesse d'écoulement maximale est inférieure de 1,5 m/s, (dans l'objectif d'éviter la cavitation dans les conduites et d'assurer une meilleure sécurité de fonctionnement du réseau) et supérieure ou égale à 0,5 m/s, afin d'éviter les phénomènes de dépôt des sédiments et d'assurer un auto-curage continu des conduites, Donc pour le choix de diamètre, il faut vérifier les conditions limite de la vitesse.

1.33 Etude d'adduction

1.33.1 Les ressources en eau :

- En se basant sur les résultats de calcul et de diagnostic effectué dans le chapitres III, Il ressort une insuffisance des ressources en eau disponibles actuellement (F1 ; F2 ; F3), pour assurer l'alimentation en eau potable de toute la population de chef-lieu de la commune de Fom Toub.

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

Au premier temps, nous allons trouver le nombre des forages nécessaires pour assurer les besoins de consommation des habitants de chef-lieu de la commune Fom Toub. On a la somme des débits des forages doit égale au débit maximal journalier ($Q_{maxj}=17,87$ l/s). Donc, les deux forages existés avec deux autres forages projetés.

On a aussi le $Q_f=6$ l/s pour une durée de pompage de 20 heures.

- Le nombre de forages est calcul par la formule suivante :

$$N_{forage} = \frac{Q_{maxj}}{qF} = \frac{17.87}{6} = 3$$

- Comme données on a les caractéristiques du forage 2, on suppose les autres forages ont les mêmes caractéristiques

Tableau 6.1 : les caractéristiques des nouveaux forages

Forage	F1 à l'arrêt	F2 négligé	F3	F4 new	F5 new
Débit (l/s)	1	2	6	6	6
Cotes terrain	1160,40	1160,40	1174	1209	1209
NS	24	24	24	24	24
ND	40	40	40	40	40

Cr= 1240 m

1.33.2 Schéma du réseau d'adductions :

Afin de combler les besoins de la population au futur, nous optons à proposer une conception d'un nouveau réseau d'adductions. Le choix du réseau d'adduction adéquat résulte d'un équilibre entre le côté technique et économique.

Les trois forages qui sont en fonction refoulent vers une station de pompage avec une bache de stockage ; (l'adduction est mixte car la cote terrain des forages supérieur à celle de bache de stockage), et que cette dernière refoule l'eau vers les deux châteaux d'eau qui se trouvent à la limite de l'agglomération.

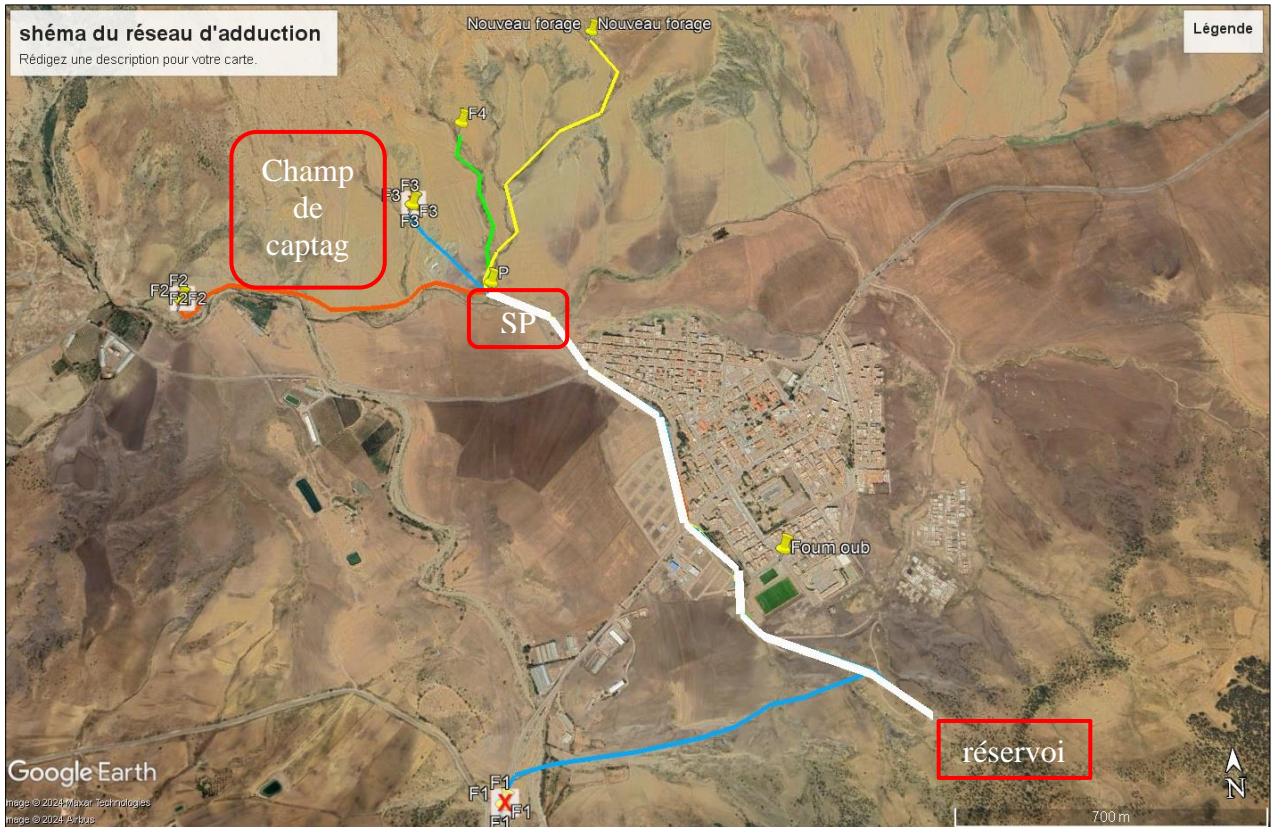


Figure 6.3 : Schéma explicatif du réseau d'adduction projeté

1.34 Dimensionnement de l'adduction :

D'un point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont interconnectées. Dans la majorité des cas, ces deux éléments constituent des composants principaux pour dimensionner le réseau d'adduction (Dupant). L'étude technico-économique vise à déterminer le diamètre optimal, c'est-à-dire celui qui offre un compromis équilibré entre les coûts d'amortissement de la conduite et les coûts d'exploitation de la station de pompage.

1.34.1 Dimensionnement des conduites provenant des forages :

Afin d'éviter les dépôts de sable et d'argile causés dans les conduites par les arrêts et redémarrages, nous recommandons d'utiliser la formule de Bonnin pour déterminer le diamètre économique.

✓ Formule de BRESS :

$$Dec = 1,5 * \sqrt{Q} = 1,5 * \sqrt{6}$$

Tableau 6.2: diamètre économique des conduites provenant des forages

$1,5*\sqrt{Q}$ (mm)	Diamètre normalisé (mm)	Diamètre INT (mm)
116,19	160	124.2

Q (l/s)	V (m/s)	L (m)	PDC linéaire (m)	PDC TOTAL (m)	λ	HMT
6	0.45	295	0.47	0.52	0.0197	42,52
	0.45	299	0.46	0.53	0.0197	42,52
	0.45	305	0.48	0.55	0.0197	42,52

1.34.2 Dimensionnement de la conduite de refoulement :

Voici une reformulation :

✓ Formule de BRESS :

$$Dec = 1,5 * \sqrt{Q}$$

✓ Formule de BONNIN :

$$Dec = \sqrt{Q}$$

$$\text{Ou } Q = \frac{Q_{maxj}}{t*3600} = \frac{1544*1000}{20*3600} = 21,45 \text{ l/s}$$

Avec :

- **Q** : débit refoulé en m³/s.
- **Dec** : diamètre économique de la conduite en mètres.

Tableau 6.3: dimensionnement des conduis de refoulement

	Résultat	Diamètre normalisé (mm)	Diamètre INT (mm)
\sqrt{Q} (mm)	146.46	200	163.6
$1.5 \sqrt{Q}$	219.69	315	257.8

Donc, pour déterminer le diamètre économique ; on suit les étapes suivantes :

➤ **Perte de charge :**

○ Perte de charge linéaire :

$$\Delta H_l = \frac{8 \lambda L_{ref} Q^2}{\pi^2 g D^5}$$

La formule de DARCY- WEISBECH :

Avec :

- ✓ ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m).
- ✓ **Q** : Débit d'écoulement de l'eau dans la conduite (m/s).
- ✓ **g** : Accélération de la pesanteur ($g= 9,81 \text{ m/s}^2$).
- ✓ **Lref** : Longueur de la conduite d'adduction (m).
- ✓ λ : Coefficient de frottement linéaire adimensionnel qui dépend du régime d'écoulement.
- ✓ **D** : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

- Perte de charge Singulières :

$$\Delta H_s = 0,1 * \Delta H_l$$

- Perte de charge Total :

$$\Delta H_{tot} = 0,1 * \Delta H_l + \Delta H_s = 1,1 * \Delta H_l$$

➤ **Coefficient de frottement linéaire**

- En régime turbulent rugueux, λ est donné par la formule de NIKURADSE

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln(\frac{\epsilon}{D}))^{-2}$$

Où :

- ϵ : rugosité de la conduite (valeur comprise entre 0,01 et 0,03),
- D : diamètre de la conduite (en mm).
- En régime transitoire (avec $2000 \leq Re \leq 4000$), λ est déterminé par la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

Après chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement en utilisant la formule suivante :

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

Où :

- Re : nombre de Reynolds,
- v : viscosité cinématique de l'eau, égale à $10^{-6} m^2/s$ à une température de 20 °C.

➤ **Calcul de la hauteur manométrique totale :**

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta H$$

Avec :

- H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;
 - $\sum \Delta H$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).
- Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

Tableau 6.4: données de base

Q (l/s)	C _C (m)	C _F (m)	HR (m)	L CONDUITE (ML)
21.45	1240	1155	7	1724

Tableau 6.5: récapitulatif des pertes de charge et le HMT

Q (l/s)	L (m)	D (mm)	V (m/s)	PDC linéaire (m)	PDC TOTAL (m)	HMT
21.45	1724	163.6	1.02	9.09	10.45	102,45
		204.6	0.65	3.05	3.51	95,51
		257,8	0.41	1	1.15	93,15

➤ **Investissement amorti :**

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

Avec :

- ✓ A : coefficient d'amortissement ;
- ✓ i : Taux d'annuité annuel (Algérie), $i = 8\%$;
- ✓ n : nombre d'années d'amortissement, $n = 30$ ans ;

$$A.N : A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{30} - 1} = 0,0888$$

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit :

$$Fam = Prc * A \quad [DA]$$

Avec :

- ✓ Fam : frais d'amortissement ;
- ✓ Prc: prix de ml de la conduite en (DA)

Tableau 6.6: les frais d'amortissement

Diamètre (mm)	Prix de fourniture (D.A/ml)	Prix de pose $Pp = Pf * 0.3$	Longueur m	Prix total DA $Pt = (Pf + Pp) * L$	A	Frais d'amortissement (DA)
200	2666.79	800.037	1724	5 976 809.75	0.888	5307407.056
250	4151.4	1245.42		9 304 117.68	0.888	8262056.5
315	6613.68	1984.104		14 822 579.62	0.888	13162450.7

➤ **Frais d'exploitation :**

$$F_{ex} = E * e \text{ (DA)}$$

Avec :

- F_{ex} : frais d'exploitation (DA) ;
- E : Energie consommée par la pompe en (KWh) ;
- e : prix unitaire d'un KWh imposé par le SONALGAZ (4,472DA) ;

$$E = P * t * n \text{ (KWh)}$$

Avec :

$$P = \frac{\rho g Q H_{mt}}{\eta}$$

- ✓ P : Puissance de pompage (Kw) ;
- ✓ n : nombre des jours ;
- ✓ ρ : masse volumique de l'eau (1000 kg/m³) ;
- ✓ g : pesanteur 9.81 (m/s²) ;
- ✓ Q : débit refoulé par la pompe en (m³/s) ;
- ✓ HMT : hauteur manométrique totale (m.c.e) ;
- ✓ η : rendement de la pompe en (%).

Tableau 6.7: les frais d'exploitation

Diamètre (mm)	Puissance en Kw/h $P = \frac{9.81 * Q * HMT}{0.7}$	KWh annuels $P * 20 * 365$	Prix de l'énergie à 4.178DA le kWh
200	30.79818073	224826.7193	939 326.03
250	28.71016848	209584.2299	875 642.91
315	28.00148882	204410.8684	854 028.61

Tableau 6.8: bilan de la conduite

Diamètre (mm)	200	250	315
F. Amortissement	5 307 407.06	8 262 056.50	13162450.7
F. Exploitation	939 326.03	875 642.91	854028.6082
Totaux	6 246 733.09	9 137 699.41	14 016 479.31

Dans notre cas tous les diamètres vérifient le débit ont les mêmes frais, donc on choisit le diamètre le moins cher.

1.35 Etude de pompage :

L'analyse de pompage nous permet de sélectionner la pompe la mieux adaptée à notre système d'adduction, garantissant ainsi le débit nécessaire et la hauteur manométrique souhaitée. Dans notre cas, chaque forage sera équipé d'une pompe immergée. Pour choisir

la pompe adéquate, nous utiliserons le logiciel Caprari en tenant compte des critères suivants :

- Assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale.
- Meilleur rendement.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- NPSH requis minimal.

Le tableau les différentes variantes de pompes possibles :

1.35.1 Pour les conduites provenant des forages :

Les pompes immergées, composées d'une pompe centrifuge et d'un moteur électrique reliés par un accouplement rigide, sont conçues pour une installation verticale fixe submergée dans l'eau.

La pompe est protégée contre les impuretés importantes présentes dans le liquide pompé grâce à un corps d'aspiration entre la pompe et le moteur.

Tableau 6.9 :différentes variantes d'une pompe immergé pour le forage

Type de pompe	Débit (l/s)	HMT (m)	Rendement (%)	Vitesse (tr/min)	Puissance absorbée (KWh)	NPSH requis (m)
E6S50/4A+MC67	8.21	54,3	70,6	2900	5,5	3,29
E8S50/3W+MC618	6	57,3	70	2900	7,5	2,4
E6S54/	6,75	47	60,5	2900	5,5	4,51

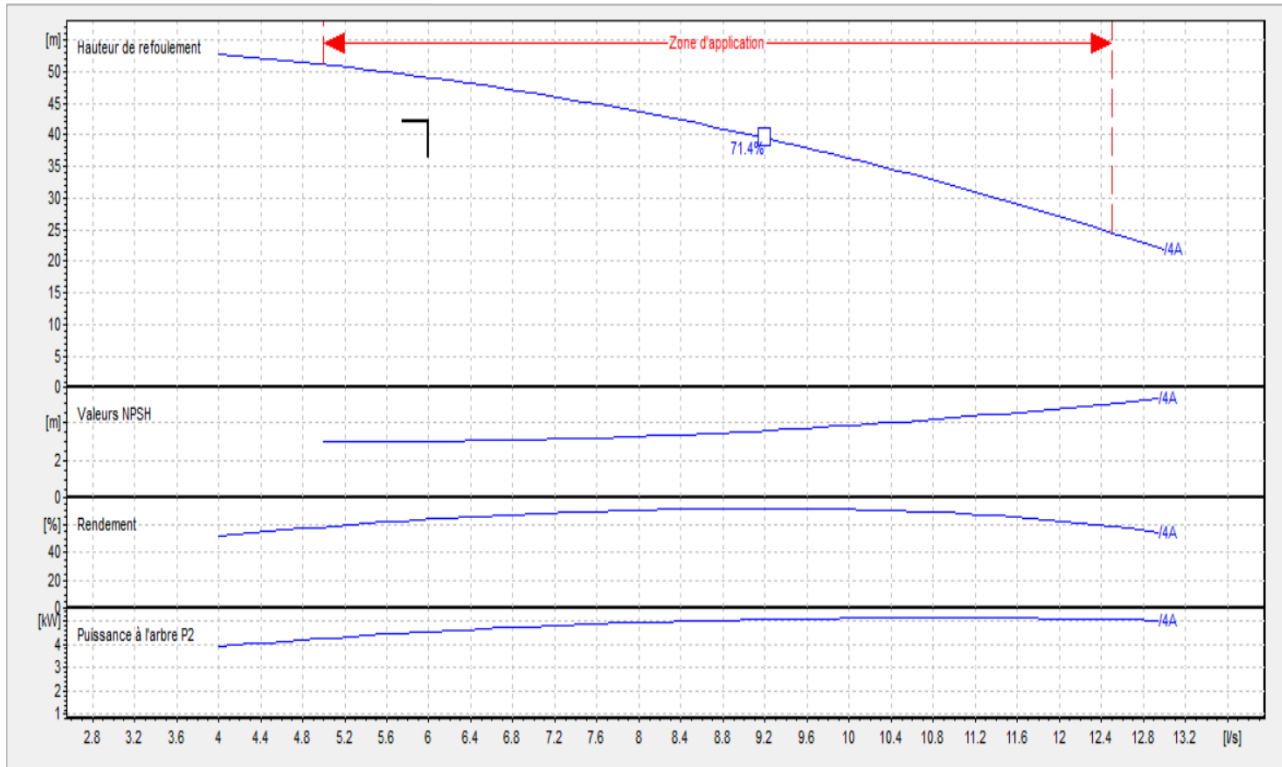


Figure 6.4 : courbe caractéristique de la pompe

1.35.2 Pour la conduite de refoulement :

Q(l/s)	HMT	Type de pompe	REND (%)	Vitesse (tr/min)	Pabs (KW)	(NPSH)r (m)
30	110	PM 100/6A	75,7	1450	26	1.93

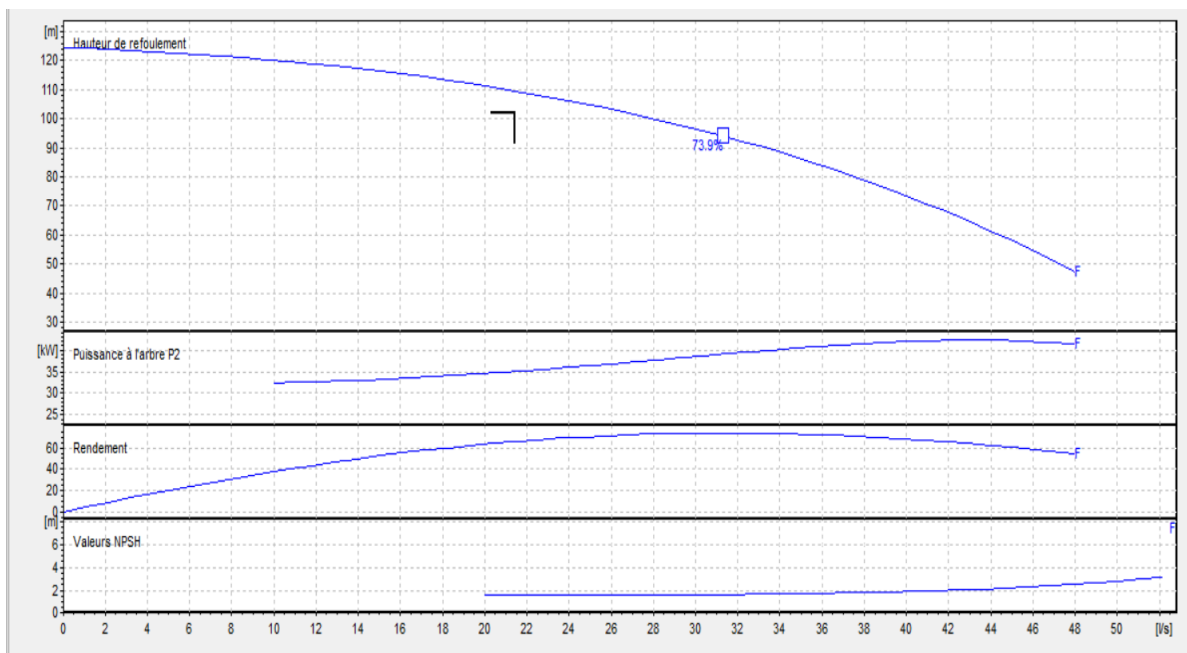


Figure 6.5 : courbe la caractéristique de pompe

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé à l'identification de trois forages supplémentaires afin de répondre de manière adéquate aux besoins en eau de l'agglomération. Le choix s'est porté sur un réseau d'adduction par refoulement pour l'alimentation de réservoir de stockage. Nous avons optimisé le dimensionnement de ce réseau en vue d'assurer le transport du débit nécessaire à l'approvisionnement en eau potable, tout en respectant les contraintes économiques. En conclusion, nous avons sélectionné les pompes immergées appropriées pour les forages, garantissant ainsi leur capacité à satisfaire les exigences de ce réseau de transport.

Chapitre 7 : Protection anti b elier

Introduction :

Selon notre étude du projet, l'alimentation en eau potable de commune de Foum Toub est assurée par un réseau de distribution alimenté par un réservoir. Ce dernier est alimenté par refoulement au moyen d'une conduite en charge, en PEHD PN16 à partir d'une seule station de pompage. Le but de ce chapitre consiste à présenter une méthode d'étude du coup de bélièr de l'adduction en vue de sa protection contre ce phénomène.

Les causes du coup de bélièr peuvent être variées, et chacune contribue à une variation brusque de la pression dans les systèmes de conduite de fluides. Voici les principales causes :

1.36 Les causes du coup de bélièr :

1. **Fermeture Rapide d'une Vanne** : La fermeture brutale d'une vanne dans un système de conduite provoque une perturbation soudaine du flux de fluide. Cette fermeture rapide crée une onde de pression qui se propage le long de la conduite, entraînant un coup de bélièr.
2. **Arrêt Soudain d'une Pompe** : Lorsqu'une pompe cesse de fonctionner brusquement, le fluide qui était en mouvement est arrêté instantanément, ce qui génère une onde de pression qui peut causer un coup de bélièr.
3. **Démarrage Brusque d'une Pompe** : À l'inverse, le démarrage rapide d'une pompe peut également provoquer un coup de bélièr en accélérant rapidement le fluide dans le système, entraînant une variation soudaine de la pression.

1.37 Les risques associés au coup de bélièr sont les suivants :

- **Pressions Élevées** : Les coups de bélièr peuvent générer des surpressions qui dépassent de plusieurs fois la pression normale de service, ce qui peut entraîner des fissures ou des ruptures des conduites. Ces surpressions se manifestent généralement dans les parties les plus basses des conduites.
- **Pressions Négatives** : Des pressions négatives peuvent survenir après une forte pression ou suite à un arrêt brusque d'une pompe. Si la pression descend en dessous de -10 mètres de colonne d'eau (m.c.e.), cela peut provoquer l'implosion des conduites, l'aspiration des joints, ainsi que le décollement de l'enduit interne des tuyaux.
- **Fatigue des Conduites** : Les variations alternées entre surpression et dépression entraînent une fatigue des conduites, ce qui peut réduire leur durée de vie et augmenter le risque de défaillance.

1.38 Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélièr :

- A. **Les ventouses** : Leurs rôle principal est l'évacuation de l'air contenu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut. Les ventouses atténuent le coup de bélièr d'environ 1/10.

B. Les cheminées d'équilibre : A la place d'un réservoir d'air sous pression, on peut utiliser un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre. Cette cheminée jouera donc le même rôle que le réservoir d'air.

Elles sont très rarement utilisées, puisque leur hauteur devrait être énorme. Par contre, elles peuvent trouver leur emploi sur le tracé de la conduite si celui-ci comporte des points hauts.

C. Les soupapes de décharge : C'est un ressort à boudin qui, en exploitation normale, par sa compression, obture un orifice placé sur la conduite au point à protéger. En cas de surpression, il s'ouvre très rapidement pour libérer le débit de retour dans la conduite, il permet ainsi de limiter la valeur de cette surpression.

Cette soupape ne s'ouvre que si la pression dans la conduite dépasse de 5 % la pression maximale de fonctionnement normal.

D. Les volants d'inertie : Le volant d'inertie est un disque, de grande inertie, dont la masse est concentrée près de la périphérie. Calé sur l'arbre du groupe motopompe, le volant accumule de l'énergie pendant la marche normale, et il la restitue au moment de l'arrêt du moteur. Il permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de la pompe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélièr dans la conduite de refoulement.

Les caractéristiques géométriques du volant (RI, R2, C et la masse) sont en fonction de la puissance de la pompe et du temps d'arrêt minimum pour limiter suffisamment la valeur du coup de bélièr.

E. Les réservoirs d'air : Leurs rôles c'est d'atténuer les surpressions et les dépressions pour réduire la fatigue de la conduite, et alimenter la veine liquide après l'arrêt de la pompe.

1.39 Fonctionnement d'un réservoir d'air :

C'est un réservoir sur la conduite et contenant de l'eau et de l'air sous pression. La pression. La pression dans l'air, en marche normale, équilibre la pression dans la conduite. En cas de coup de bélièr, ce réservoir va alimenter la conduite en eau lors de la dépression (par suite de la dilatation du volume d'air) et récupérer l'eau partir de la conduite lors de la surpression (par suite de la compression du volume d'air). Ainsi, il permet de limiter aussi bien la dépression que la surpression.

A cause de sa simplicité et de son efficacité, le réservoir d'air est le moyen de protection contre les coups de bélièr le plus utilisé en alimentation en eau.

1.39.1 Calcul des réservoirs d'air :

On utilise la méthode de **VIBERT** :

La relation suivante donne la valeur maximale de la suppression et de la dépression :

$$\Delta H = \pm \frac{cv}{g}$$

Avec :

- V: vitesse d'écoulement en régime permanent (vitesse de refoulement) $v=1.02 \text{ m/s}$.
- g : accélération de la pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.
- C : célérité de l'onde (m/s).

En fonction du fluide écoulé (ici de l'eau) et des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) ainsi que du sol, la vitesse de l'onde élastique sera calculée en utilisant la formule améliorée par **Pr. SALAH. B**, qui donne la vitesse d'onde du coup de bélièr lorsque la conduite est enterrée, comme c'est le cas dans notre projet

Avec :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{2kr(1-v_m^2)(1-v_s)}{(1-v_m^2)rE_s + E_m e_m(1-v_s)}}$$

- C : célérité d'onde (m/s) ;
- K : coefficient de compressibilité de l'eau ; $K= 2,07.10^9 \text{ Pa}$.
- ρ : masse volumique de l'eau : 1000 kg/m^3 .
- E_m : module d'Young de la conduite : PEHD $1,5.10^9 \text{ Pa}$.
- E_s : module d'Young du sol considéré 2.10^8 Pa .
- v_m : coefficient de poisson du matériau de la conduite ; 0.46 (PEHD).
- v_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite : 0.33 .
- e_m : épaisseur de la conduite ; $0,0182 \text{ (m)}$.
- r : rayon intérieur de la conduite; $0,0818 \text{ (m)}$.

AN : $c = 438,20 \text{ m/s}$

1.39.2 La charge tenant compte du coup de bélièr :

$$Z = Hg + c * v_0/g$$

Avec :

- H_g : hauteur géométrique (m).
- V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s) ;
- g : l'accélération de la pesanteur (m/s^2)

1.39.3 La charge statique absolue en (m) :

$$Z_{max} = Hg + 10 = 103,16 \text{ m}$$

La charge maximale absolue en (m) :

$$Z_{max} = Z_o + \Delta H$$

On a :

$$- \frac{Z_{max}}{Z_o} \text{ après l'abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_o}{L*S}, \frac{Z_{min}}{Z_o}$$

$$- h_o = \frac{v_o^2}{2*g}$$

A partir de $\frac{U_o}{L*S}$, L et S, on tire Uo,

$$\text{Donc } U_o * Z_o = U_{max} * Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_o}{\frac{Z_{min}}{Z_o}}$$

Calcul de la capacité des réservoirs d'air :

Les tableaux suivants présentent les résultats obtenus pour le calcul du volume des réservoirs d'air :

Tableau 7.11: caractéristiques de la conduite de refoulement

Type de matériau	D(mm)	S(m ²)	V0 (m/s)	L (m)	Hg (m)
PEHD PN16	163.6	0.021	1.02	1724	93.16

Tableau 7.12: calcul du volume de réservoir d'air

Z0	Z(m)	Zmax (m)	V0 (m/s)	g (m ² /s)	h0 (m)	$\frac{Z_{max}}{Z_o}$	$\frac{h_o}{Z_o}$	$\frac{U_o}{L * S}$	$\frac{Z_{min}}{Z_o}$	U0 (m ³)	Zmin (m)	Umax (m ³)
103.16	138.74	113.61	1.02	9.81	0.053	1.10	0.000514	0.1	0.9	3.62	92.84	4.02

Interprétation :

On a : La valeur maximale du coup de bélier est : $b = \pm \frac{c*v}{g}$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m).
- c : La célérité de l'onde (m/s).
- V0 : Vitesse d'écoulement (m/s).

- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)

c	438.16
b	45.60
H_{max}	138.76
H_{min}	47.56

D'après les résultats obtenus on

- Le cas dans notre étude, la valeur de la dépression est bien supérieure à 1 Bar il n'y aura pas un risque de cavitation.
- La surpression ne dépasse pas la valeur de la pression de service admissible.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié le phénomène du coup de bélièr, ses définitions et ses conséquences potentielles. Pour assurer la sécurité et la stabilité de notre système, nous avons étudié le moyen de protection contre ce phénomène qui est le réservoir d'air, en utilisant la méthode de VIBERT, nous avons calculé les dimensions du réservoir d'air nécessaire pour protéger notre conduite de refoulement. Les résultats sont montrés que le volume optimal du réservoir d'air pour prévenir les coups de bélièr est de $3,6 m^3$. Ces données nous permettront de concevoir un système fiable et efficace, réduisant ainsi les risques de dommages et assurant le bon fonctionnement de notre installation.

Chapitre 8 : Organisation de chantier

Introduction

L'étude relative à l'organisation d'un chantier, quelle que soit son importance est une technique utile et bien précise tendant à assurer l'exécution des travaux dans les meilleurs délais avec le moindre coût. Donc en vue de la bonne organisation d'un travail, on cherche à

le rendre plus économique, de bonne qualité et les délais les plus brefs possibles.

1.40 Etapes de la réalisation d'un réseau d'AEP :

Les étapes des différents travaux sur les chantiers de réalisation d'un réseau d'A.E. P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.
- Excavation des tranchées.
- Pose de conduites.
- Epreuve de joint et de canalisation.
- Déblaiement et remblaiement des tranchées.
- Définir les engins utilisés lors de la réalisation du projet.
- Planification des travaux

Les engins utilisés :

Pour optimiser les délais de réalisation un bon choix d'engins s'impose.

- **Un Dozer équipé en rétro** : Enlever les roches et les racines des arbres.
- **Un camion-citerne** : Arroser le remblai avant le compactage.
- **Un chargeur** : Charger les déblais excédentaires dans les camions
- **Une pelle mécanique** : Extraire les déblais, et les charger directement si Une pelle mécanique c'est possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai
- **Un compacteur à rouleau Lisse** : Compacter la couche de sable de 20 cm.
- **Un camion** : Évacuer les déblais.
- **Appareil de soudure** : Assurer l'assemblage des conduites.
- **Sonde battue** : Contrôle le compactage des tranchées.
- **Une dame sauteuse** : Le compactage du remblai au tour de la conduite et avoir un bon support.
- **Niveleuse** : Décaper la terre végétale sur faible épaisseur 30cm et terrassement en terrain léger

1.40.1 Implantation des tracés des tranchées sur le terrain :

1.40.1.1 Matérialisation :

L'axe de la tranchée est marqué sur le terrain à l'aide de jalons alignés en ligne droite, espacés de 50 mètres. Cette opération est réalisée en mesurant les distances sur le plan à partir de repères ou de bornes fixes. Ainsi, la direction des axes et leurs extrémités sont précisément définies.

1.40.1.2 Nivellement :

Le nivellement implique de mesurer les différences d'altitude entre deux ou plusieurs points situés sur une pente uniforme. En cas d'obstacles sur le terrain, le nivellement est effectué par cheminement. Grâce à un simple calcul, on peut déterminer la hauteur de chaque point ainsi que la profondeur de la tranchée à chaque emplacement.

1.40.1.3 Extraction de la tranchée :

L'extraction se réalise en deux étapes

1. Enlèvement de la terre végétale

Avant de commencer l'excavation des tranchées, il est nécessaire d'enlever la terre végétale à une faible profondeur. Le volume de la couche à enlever est calculé en utilisant la formule suivante :

$$V_{ev} = L \cdot b \cdot e$$

Avec :

V_{ev} : volume de la terre décapée en (m³)

L : longueur totale des tranchées en (m)

b : largeur de la couche végétale en (m)

e : épaisseur de la couche en (m), e = 10 cm

Diamètre (mm)	Longueur	B (mm)	e (m)	Vdec (m ³)
Distribution				
50∅	3721	50.6	0.1	18.82826
63∅	7464	63.6	0.1	47.47104
75∅	222	75.6	0.1	1.67832
90∅	2763	90.6	0.1	25.03278
110∅	507	110.6	0.1	5.60742
125∅	1236	125.6	0.1	15.52416
160∅	385	160.6	0.1	6.1831
250∅	721	250.6	0.1	18.06826
Adduction				
200∅	1724	200.6	0.1	34.58344
160∅	311	160.6	0.1	4.99466
160∅	305	160.6	0.1	4.8983
160∅	299	160.6	0.1	4.80194
			tot	187.67168

2. Réalisation des fouilles :

En fonction des caractéristiques du terrain, l'excavation sera effectuée soit mécaniquement, soit manuellement. La profondeur minimale de la tranchée à creuser doit être d'au moins 1 mètre afin de :

- Préserver la fraîcheur de l'eau pendant les périodes de forte chaleur.
- Éviter d'entraver les travaux agricoles.
- Protéger la canalisation contre le gel.

L'excavation implique de déterminer plusieurs paramètres, tels que :

- La profondeur de la tranchée (H tr) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieures) et de la température. Elle est déterminée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1$$

Avec : - Htr : profondeur de la tranchée (m) ;

- D : diamètre de la conduite (m) ;

- h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite, elle est entre 80 et 120cm (on prend h=1m);

-h1 : épaisseur du lit de pose (on prend h=0,15m);

- La largeur de la tranchée (b) :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la canalisation, en ajoutant une marge de 30 cm de chaque côté. La formule correspondante est la suivante :

$$b = D + 0,6$$

Où :

- b : largeur de la tranchée (m) .

- D : diamètre de la conduite (m).

1.40.1.4 Déblai d'excavation :

C'est le volume de déblai extrait lors de creusement de tranchée, el est donné par la formule suivante :

$$V_{déblai} = H_{tr} * b * L$$

Où :

- V Déblais : Le volume de déblais (m³).
- Htr : la hauteur de la tranchée (m).
- b : la largeur de la tranchée (m).
- L : la longueur de la tranchée (m).

Diamètre (m)	Longueur (m)	B (m)	Htr (m)	V déblai m3
Distribution				
50	3721	50.6	1.2	225.93912
63	7464	63.6	1.213	575.823715
75	222	75.6	1.225	20.55942
90	2763	90.6	1.24	310.406472
110	507	110.6	1.26	70.653492
125	1236	125.6	1.275	197.93304
160	385	160.6	1.31	80.99861
250	721	250.6	1.4	252.95564
Adduction				
200	1724	200.6	1.35	466.87644
160	311	160.6	1.31	65.430046
160	305	160.6	1.31	64.16773
160	299	160.6	1.31	62.905414
			tot	2394.64914

1.40.1.5 Volume de remblais

Le volume de remblai est égal à la différence entre le volume des déblais, diminué du volume

occupé par la conduite, du volume du lit de sable, et du volume d'enrobage calculé de la manière suivante :

$$V_{\text{remblais}} = V_{\text{deblais}} - V_s - V_e - V_c$$

Où :

- V déblais : Volume de déblais (m3).
- V_s : volume du lit du sable (m3).
- V_e : volume de l'enrobage (m3).
- V_c : Volume de la conduite (m3).

a) Volume du lit de sable :

Le lit de sable, ayant une épaisseur de 20 cm le long de la tranchée, aura un volume qui peut être calculé comme suit :

$$V_s = e_s * b * L$$

Avec :

V_s : Volume de lit de sable (m3)..

es : épaisseur de sable (m). es = 20 cm
 b : largeur de la tranchée (m).
 L : longueur de tranchée (m).

b) Volume de l'enrobage :

Le volume de sable ajouté sous les canalisations, avec une épaisseur de 20 cm le long de la tranchée, peut être calculé comme suit :

$$V_e = e_n * b * L$$

Avec :

Ve: Volume d'enrobage (m3) .
 es : épaisseur de l'enrobage (m).
 b : largeur de la tranchée (m).
 L : longueur de tranchée (m).

c) Volume de la conduite :

Une fois les déblais de la tranchée réalisés et le lit de sable mis en place, la conduite doit être posée. La connaissance de sa section est cruciale pour déterminer le volume des remblais, ce qui peut être calculé à l'aide de la relation suivante :

$$V_c = \frac{L \Pi D^2}{4}$$

Avec :

- Vc : Volume de la conduite (m3).
- L : longueur de tranchée (m).
- D : diamètre de la conduite (m).

Diamètre (m)	Longueur	B (m)	V déblai	Vs	Ve	Vc	Vremblai
Distribution							
50	3721	50.6	225.93	28.24	37.65	0.36	159.67
63	7464	63.6	575.82	71.20	94.94	1.47	408.19
75	222	75.6	20.56	2.51	3.35	0.072	14.61
90	2763	90.6	310.41	37.54	50.06	1.59	221.20
110	507	110.6	70.65	8.41	11.21	0.53	50.49
125	1236	125.6	197.93	23.28	31.04	1.90	141.69
160	385	160.6	81.00	9.27	12.36	1.24	58.11
250	721	250.6	252.95	27.10	36.13	8.86	180.85
Adduction							
200	1724	200.6	466.87	51.87	69.16688	10.85	334.97
160	311	160.6	65.43	7.49	9.98932	1.00	46.94

160	305	160.6	64.16	7.34	9.7966	0.98	46.03
160	299	160.6	62.90	7.20	9.60388	0.96	45.13
						tot	1707.92

1.41 Calcul des volumes des travaux du réservoir projeté :

Pour un réservoir d'une capacité de 500 m³, avec un diamètre intérieur de 11 m et une hauteur

de 7 m, il est recommandé de prendre en compte les points suivants :

- Le diamètre d'excavation doit être supérieur de 2 m à celui du réservoir.
- L'épaisseur du lit de tout-venant doit être de 0,3 m.
- L'épaisseur du béton de propreté doit être de 0,15 m.
- La ceinture supérieure doit avoir une section carrée de 0,5 m x 0,5 m.
- L'épaisseur de la coupole est de 0,1 m.
- L'acrotère à 0,5 m de hauteur

1.41.1 Calcul du volume des déblais :

Le volume total des déblais est donné par la formule : $V_{\text{déblai}} = \frac{\pi \cdot D_{\text{ext}}^2}{4} * H_{\text{exc}}$

Avec :

V déblais : : Volume total des déblais(m³)

Dexc : Diamètre d'excavation, $D_{\text{exc}} = D_{\text{ext}} + 2$

Dext : Diamètre extérieur du réservoir(m), $D_{\text{ext}} = D_{\text{int}} + (2 * 0,5)$

Hexc : Profondeur d'excavation (m), $H_{\text{exc}} = 2$ m.

Dexc	Dext	Hexc	Dint	V déblai (m ³)
14	12	2	11	226.08

1.41.2 Calcul du volume de tout-venant :

Le volume du tout-venant est donné par la formule :

$$V_{\text{tout-venant}} = \frac{\pi \cdot D_{\text{ext}}^2}{4} * e_{\text{tv}}$$

Avec :

e_{tv}: Epaisseur de la couche du tout-venant en m. On prend une épaisseur de 0.3 m

Dint	Dext	Dexc	e _{tv}	V _{tout-venant} (m ³)
11	12	14	0.3	33.912

1.41.3 Calcul du volume de béton propreté :

Le béton de propreté s'étendra de 0,5 m au-delà des parois extérieures du réservoir. Pour déterminer le volume de ce béton, on utilisera la formule suivante :

$$V_{bp} = \frac{\pi \cdot D_{ext}^2}{4} * e_{bp}$$

Avec :

- D_{bp}: Diamètre de la couche du béton de propreté en m. Donc, D_{bp}=D_{ext} + 1.
- e_{bp}: Epaisseur de la couche du béton de propreté en m. on prend une épaisseur de 0.15 m.

D _{int}	D _{ext}	D _{bp} (m)	e _{bp} (m)	v _{bp}
11	12	13	0.15	19.89975

1.41.4 Calcul du volume de béton armé :

Les composants des réservoirs construits en béton armé comprennent :

- Le radier
- Les voiles
- Les ceintures supérieures
- La coupole
- La maçonnerie des chicanes des réservoirs

Le volume de béton armé des éléments ayant une forme circulaire est donné par la formule :

$$V_{ba} = \frac{\pi \cdot (D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} * H$$

Avec :

D_{ext} : Diamètre extérieur de l'élément du réservoir en m.

D_{int}: Diamètre intérieur de l'élément du réservoir en m.

H : Hauteur de l'élément du réservoir en m.

Elément	D _{int} (m)	D _{ext} (m)	H (m)	V _{ba} (m ³)
Radier	0	12	0.5	56.54
Voile	11	11.5	4	35.34
Ceinture	11	11.5	0.5	4.42
Acrotère	11	11.5	0.5	4.42
total				100.72

❖ Calcul du volume de béton armé de la coupole :

La coupole est de forme sphérique de rayon :

$$R_{moy} = \frac{f^2 + \left(\frac{D}{2}\right)^2}{2 * f}$$

Avec : R : Rayon de la coupole (m).

D : Diamètre du réservoir (m).

f : Flèche de la coupole (=2,2 m).

Ainsi, le volume de béton armé de la coupole est donné par la formule :

$$V_c = 2 * R * f * \pi * e_c$$

Avec :

V_c : Volume du béton armé de la coupole (m³).

e_c : Epaisseur de la coupole (m).

D _{int} (m)	R(m)	V _c (m ³)
11	7,97	11,02

1.41.5 Calcul du volume de remblai compacté :

Le volume de remblai compacté est donné par la formule :

$$V_{remblai} = \frac{\pi \cdot (D_{exc}^2 - D_{ext}^2)}{4} * h$$

Avec

D_{exc} : diamètre d'excavation

D_{ext} : diamètre extérieur du réservoir en m.

h : Profondeur d'excavation en m.

D _{int} (m)	D _{ext} (m)	D _{exc} (m)	H(m)	Vremblai (m ³)
11	12	14	2	81.68

1.42 Devis estimatif d'établissement du projet :

Cette évaluation a pour objectif de quantifier l'ensemble des opérations réalisées sur le terrain dans le cadre du projet. Ces quantités seront ensuite multipliées par le prix unitaire correspondant afin d'estimer le coût global du projet.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau :

Désignation	unité	Quantité	Prix unitaire (da)	Montant total (da)
Terrassement				

Chapitre 8 : Organisation de chantier

Décapage	m3	187.67168	250.00	46917,92.00
Déblais	m3	2394.6491	450.00	1077592,11.00
Pose de lit de sable	m3	281.50752	400.00	112603,008.00
Remblais	m3	1707.9276	1500.00	2561891,34.00
Evacuation des déblais excédentaire	m3	187.67168	350.00	65685,088.00
Conduite PEHD PN10				
Ø50	m	3721	128.00	476288.00
Ø63	m	7464	210.00	1567440.00
Ø75	m	222	297.00	65934.00
Ø90	m	2763	422.00	1165986.00
Ø110	m	507	615.00	311805.00
Ø125	m	1236	790.00	976440.00
Ø160	m	385	1260.00	485100.00
Ø250	m	721	3050.00	2199050.00
Conduite PEHD PN16				
Ø160	m	915	1820.00	1665300.00
Ø200	m	1724	2900.00	4999600.00
Réservoir				
Déblais	m3	226.08	500.00	113040.00
Remblais	m3	81.68	1200.00	98016.00
Béton de propreté	m3	19.9	8000.00	159200.00
Béton armé	m3	100.72	45000.00	4532400.00
Somme				22680288,50.00
TVA 17%				3855649,04.00
Totale				26535937,50.00

Devis en chiffre :

Le cout total de réalisation du projet d'alimentation en eau potable de notre agglomération est vingt-six millions cinq cent trente-cinq mille neuf cent trente-sept dinar algérien.

1.43 Planification des travaux :

Avant d'entamer les travaux sur le chantier, il est essentiel de mettre en place une planification. Celle-ci repose sur une analyse théorique ayant pour but d'identifier les meilleures méthodes pour optimiser l'utilisation de la main-d'œuvre et des ressources disponibles. Plusieurs approches de planification peuvent être envisagées, telles que :

A. La méthode graphique.

B. **La méthode du réseau CPM** : est une technique dans laquelle les nœuds et les flèches représentent les différentes tâches, et un flux symbolise l'écoulement du temps.

Le principal objectif de cette approche est de s'assurer que toutes les tâches sont réalisées :

- Dans un ordre correct ;
- Sans retard, tout en respectant les échéances fixées ;
- Avec une définition claire des tâches et de leurs durées respectives ;
- De manière optimale, en maximisant l'efficacité des ressources disponibles et en minimisant les coûts.

1.43.1 Définitions des tâches et leurs durées :

Tableau 8.1: Les taches de réalisation de réservoir de stockage.

NOTATION	OPERATION	DUREE (jours)
A	Installation du chantier	20
B	Excavation	10
C	Pose de béton de propreté	3
D	Constriction du radier	30
E	Constriction du voile (fut)	50
F	Constriction des parois (cuve)	30
G	Constriction du la ceinture supérieure	15
H	Constriction de la coupole supérieure / la dalle	20
I	Pose de l'étanchéité	5
J	Emplacement d'échelle et passerelles	5
K	Equipements hydromécaniques	5
L	Travaux de finitions	5

Tableau 8.2: temps de réalisation des opérations de réseau de distribution et adduction.

Notation	Opération	Durée (j)
A	Décapage de la couche de goudron	20
B	Exécution des tranchées du réseau et des fouilles pour les regards	40
C	Pose du lit de sable	30
D	Pose des conduites	50
E	Montage et raccordement des conduites	40
F	Remblayage des tranchées	30
G	Nivellement et compactage	20

1.43.2 Planification par la méthode du réseau (la méthode CPM) :

Les opérations qui précèdent et qui succèdent pour chaque opération de réalisation sont dans les tableaux suivants :

Tableau 8.3 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier de réalisation de réservoir.

Opérations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D
D	C	E
E	D	F
F	E	G
G	F	H
H	G	I, J
I	H	K
J	H	K
K	I, J	L
L	K	/

Tableau 8.4 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération sur chantier

Opérations	Précède	Succède
A	/	B
B	A	C
C	B	D , E
D	C	E
E	C	E
F	E	G
G	F	H
H	G	/

Détermination du chemin critique : Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR	Temps de réalisation	/
DCP	Date de commencement au plus tôt	
DCPP	Date de commencement au plus tard	$DCPP = DFPP - TR$
DFP	Date de finition au plus tôt	$DFP = DCP + TR$
DFPP	Date de finition au plus tard	/
MT	Marge totale	/

Chemin critique : Il s'agit du parcours qui détermine la durée totale du projet (DTP), reliant les tâches ayant une marge totale égale à zéro.

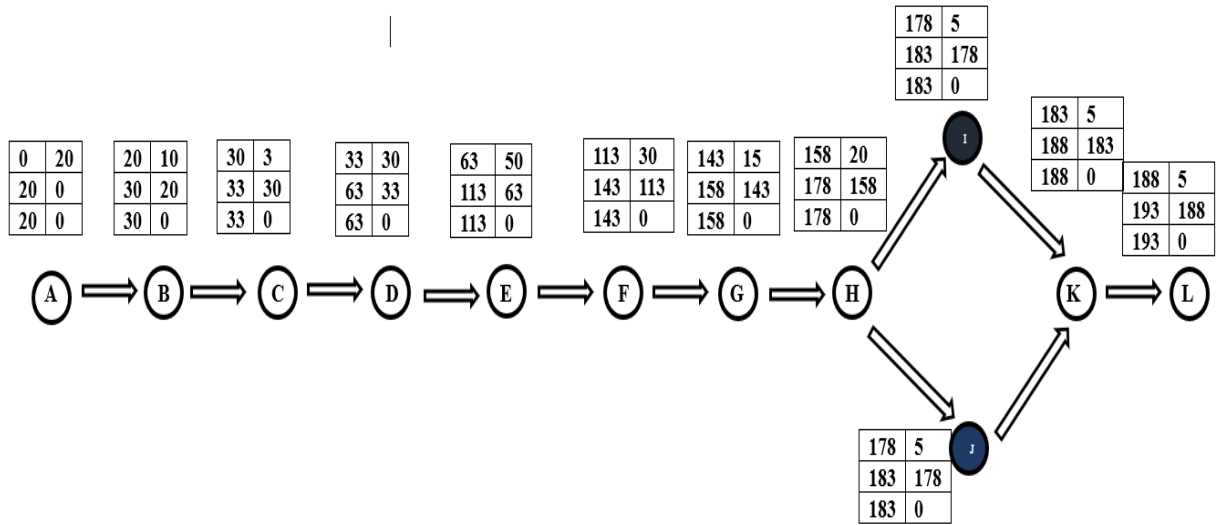


Figure 8.1: réseau à nœud et calcul du temps de réalisation du réservoir semi enterré.

Chemin critique : A-B-C-D-E-F-G-H-I-J-K-L C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP).

DTP (la durée totale de pose de canalisation du projet) = **193 jours**.

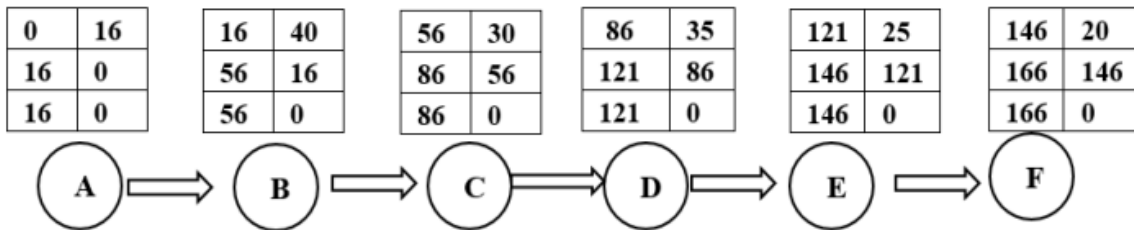


Figure 8.2: réseau à nœud et calcul du temps de réalisation du réseau d'adduction et de distribution

Chemin critique : A-B-C-D-E-F C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTP).

DTP (la durée totale de pose de canalisation du projet) = **166 jours**.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons estimé les volumes des travaux nécessaires pour évaluer le coût total du projet, qui s'élève à environ 26535937,50 DA. Nous avons également élaboré un plan détaillé des travaux, prévoyant un délai de réalisation d'environ 359 jours.

Conclusion générale

Conclusion générale

À travers cette étude, nous avons présenté une évaluation approfondie du système d'alimentation en eau potable de la localité de Foum Toub, révélant une infrastructure vieillissante et dégradée, incapable de répondre aux besoins en débit et en pression des habitations locales. L'analyse des ressources disponibles et de la capacité de stockage a démontré l'incapacité du système actuel à satisfaire les besoins en eau potable à l'horizon 2051.

Pour pallier ces insuffisances, nous avons proposé les solutions suivantes :

- La conception d'un nouveau réseau de distribution combiné, selon un schéma étagé, visant à équilibrer les paramètres de vitesse et de pression.
- L'aménagement de deux nouveaux forages ainsi que la sélection de pompes adéquates pour combler le déficit hydrique.
- L'installation d'un nouveau réservoir destiné à approvisionner la partie haute de l'agglomération.
- Le dimensionnement d'un réseau d'adduction ramifié permettant de remplir efficacement les deux réservoirs de stockage.
- La mise en place de mesures de protection contre le coup de bélier pour le réseau d'adduction.

En conclusion, ce projet d'alimentation en eau potable pour Foum Toub constitue une initiative essentielle pour répondre aux besoins fondamentaux de la population en matière d'accès à une eau de qualité, et représente une étape cruciale vers l'amélioration des conditions de vie des habitants ainsi que le développement socio-économique de la région.

Références bibliographiques

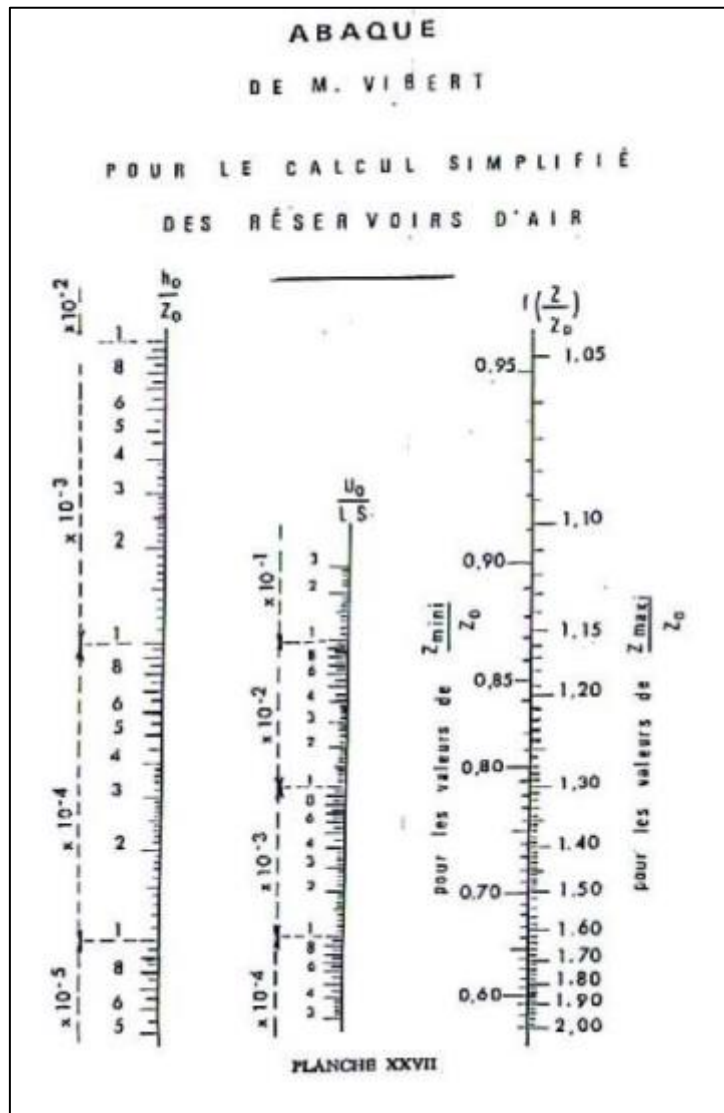
- Source : Cour d’approvisionnement en eau potable_ÉCOLE INTER-ÉTATS D’INGÉNIEURS DE L’ÉQUIPEMENT RURAL
- Source : mémoire de fin d’études Diagnostic et réhabilitation du système d’aep de la commune de ksar El Abtal (w.setif)
- <https://fr.bentley.com/software/openflows/watergems/#:~:text=WaterGEMS%20est%20une%20application%20de,d'eau%20en%20toute%20confiance.>
- ALIMENTATION EN EAU POTABLE_ Mahmoud MOUSSA : Professeur à l’école nationale d’ingénieurs de Tunis

Annexe

Annexe N°1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Annexe N° 2 : Abaque de Vuibert.



Annexe N° 3 : diamètres intérieurs ; extérieure ; épaisseur et pression nominal.

Nominal Diameter (mm)	SDR26	SDR21	SDR17	SDR13.6	SDR11	SDR9	SDR7.4
	PN 6	PN 8	PN 10	PN 12.5	PN 16	PN 20	PN 25
	en (mm)	en (mm)	en (mm)	en (mm)	en (mm)	en (mm)	en (mm)
20	-	-	-	-	2.0	2.3	3.0
25	-	-	-	2.0	2.3	3.0	3.5
32	-	-	2.0	2.4	3.0	3.6	4.4
40	-	2.0	2.4	3.0	3.7	4.5	5.5
50	2.0	2.4	3.0	3.7	4.6	5.6	6.9
63	2.5	3.0	3.8	4.7	5.8	7.1	8.6
75	2.9	3.6	4.5	5.6	6.8	8.4	10.3
90	-	4.3	5.4	6.7	8.2	10.1	12.3
110	4.2	5.3	6.6	8.1	10.0	12.3	15.1
125	4.8	6.0	7.4	9.2	11.4	14.0	17.1
140	5.4	6.7	8.3	10.3	12.7	15.7	19.2
160	6.2	7.7	9.5	11.8	14.6	17.9	21.9
180	6.9	8.6	10.7	13.3	16.4	20.1	24.6
200	7.7	9.6	11.9	14.7	18.2	22.4	27.4
225	8.6	10.8	13.4	16.6	20.5	25.2	30.8
250	9.6	11.9	14.8	18.4	22.7	27.9	34.2
280	10.7	13.4	16.6	20.6	25.4	31.3	38.3
315	12.1	15.0	18.7	23.2	28.6	35.2	43.1
355	13.6	16.9	21.1	26.1	32.2	-	-
400	15.3	19.1	23.7	29.4	36.3	-	-
450	17.2	21.5	26.7	33.1	40.9	-	-
500	19.1	23.9	29.7	36.8	45.4	-	-
560	21.4	26.7	33.2	41.2	50.8	-	-
630	24.1	30.0	37.4	46.3	57.2	-	-
710	27.2	33.9	42.1	52.2	64.6	-	-
800	30.6	38.1	47.4	58.8	72.8	-	-
900	34.4	42.9	53.3	66.2	81.8	-	-
1000	38.2	47.7	59.3	73.6	91.0	-	-
1100	42.3	52.4	64.7	80.9	100.0	-	-
1200	45.9	57.2	70.6	88.3	109.0	-	-
1400	53.9	66.7	82.4	103.0	127.3		
1600	61.6	76.2	94.2	117.6	145.5		
1800	69.2	85.7	105.9	132.4	163.6		