

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'extension du réseau d'alimentation en eau potable de la commune Djemaa beni Hbib (w. Jijel).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0021-16

APA Citation (APA توثيق):

Youcef, Sara (2016). Etude de l'extension du réseau d'alimentation en eau potable de la commune Djemaa beni Hbib (w. Jijel)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE L'EXTENSION DU RESEAU D'ALIMENTATION EN
EAU POTABLE DE LA COMMUNE EL DJEMAA BENI HBIBI
WILAYA DE JIJEL**

Présenté par :
Mme : YUCEF Sara

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mme. AMMOUR Fadhila	MAA	Présidente
Mme. KAHLERRAS Malika	MAA	Membre
Mme. SALHI Chahrazed	MAA	Membre
Mme. HADJ SADOK Nabila	MAA	Membre
Mr. SALAH Boualam	PROFESSEUR	Promoteur

SEPTEMBRE 2016

REMERCIEMENT

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Je tenais à remercier vivement mon encadreur Mr SALAH.Bouallem pour sa gentillesse et sa disponibilité.

Je souhaiterais de remercier tous les professeur de l'ensh.

Je remercie tout particulièrement Mr DJABAR Zahradine qui m'a aidé tout le temps et Md Abir qui m'accueilli dans le bureau d'étude.

Ma gratitude va également aux membres du jury pour honorer ma soutenance et pour l'effort fourni afin de juger ce travail.

Qu'il me soit permis de remercier toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

DÉDICACE

Avec un énorme plaisir, un cœur ouvert
Et une immense joie, je dédie mon travail
à mon support dans ma vie, qui m'a appris m'a supporté et m'a dirigé
Vers la gloire.....mon père

À celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoirs,
à la mère des sentiments fragiles qui ma bénie par ces
Prières ma mère

À la source d'amour incessible mon mari

À mes chères frères et sœurs

A toutes les personnes de ma grande famille

À mes amis et camaradas

À toutes personne qui m'a encouragé au long de mes études

YOUSSEF Sara

المخلص:

الهدف من هذا المشروع هو تزويد بلدية الجمعة بني حبيبي الواقعة بولاية جيجل بالماء الصالح للشرب، و التي تعاني من نقص الماء نتيجة عجز شبكة التزويد القديمة و عليه قمنا بدراسة كاملة لأبعاد الهياكل المكونة لشبكة جديدة بشكل يضمن تلبية حاجيات السكان من الماء الصالح للشرب.

Résumé :

Notre objectif consiste à alimenter en eau potable la commune d'El Djamaa Bni Hbibu située dans la wilaya de Jijel . Cette commune souffre d'un manque d'eau suite à son système d'AEP vétuste est insuffisant . il est donc indispensable de faire l'étude complète du projet en redimensionnant tous les ouvrages formant le système de façon à satisfaire les besoins en eau potable de la dite agglomération .

Abstract:

This project aims to provide the municipality Djamaa Beni Habibi located in Jijel, which suffers from the inability to meet the consumer's basic of their needs in water. A full study of the dimensions emanating distribution network of the water tank, in addition to payment tube design depending on the technical and economic conditions.

Listes des tables

Chapitre -1-: Présentation de la zone d'étude:

Tableau 1-01: Précipitations mensuelles enregistrées à la station d'El Achouat (année 2007).....	4
Tableau 1-02 : Variation des températures moyenne, maximale et minimale en °C.....	5
Tableau 1-03 : Les moyennes mensuelles des forces des vents.....	5

Chapitre -2- : Estimation des besoins en eau potable:

Tableau 2-01 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	7
Tableau 2-02 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	7
Tableau 2-03 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	8
Tableau 2-04 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	8
Tableau 2-05 : Tableau récapitulatif des différents débits journaliers.....	9
Tableau 2-06 : Variation du débit horaire pour la commune D'El Djmaa Beni Hbib.....	10

Chapitre -3- : Calcul hydraulique du système de distribution:

Tableau 3-01 : différents débits de calcul.....	16
Tableau 3-02 : débits nodaux.....	17
Tableau 3-03 : Résultats de la simulation (pression).....	20
Tableau 3-04 : Résultats de la simulation (vitesse et diamètre).....	22
Tableau 3-05 : Résultats de la simulation (pression).....	24
Tableau 3-06 : Résultats de la simulation (vitesse et diamètre).....	26

Chapitre-4-Etude des réservoirs:

Tableau4 -01 : Evaluation du volume résiduel du réservoir.....	33
Tableau 4-02 : les paramètres du nouveau réservoir	34

Chapitre -5- : Calcul hydraulique du système d'adduction:

Tableau 5-01 : Calcul de la HMT.....	42
Tableau 5-02 : calcul de frais d'exploitation.....	43
Tableau 5-03 : Calcul des frais d'amortissement.....	43
Tableau 5-04 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement.....	43
Tableau 5-05 : Calcul de la HMT pour la deuxième variante (S1-S2).....	44
Tableau 5-06 : calcul de frais d'exploitation pour la deuxième variante (S1-S2).....	45
Tableau 5-07 : Calcul des frais d'amortissement pour la deuxième variante (S1-S2).....	45
Tableau 5-08 : Calcul de la HMT pour la deuxième variante (S2-R).....	46
Tableau 5-09 : calcul de frais d'exploitation pour la deuxième variante (S2-R).....	46
Tableau 5-10 : Calcul des frais d'amortissement pour la deuxième variante (S2-R).....	47
Tableau 5-11 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement pour la deuxième variante.....	47

Chapitre -6- : Protection de la conduite d'adduction contre le coup de bélier :

Tableau 6 : Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par refoulement	53
--	----

Chapitre-7- : Organisation de chantier et sécurité de travail:

Tableau 7-01: Calcul du volume à excaver dans le réseau de distribution	57
Tableau 7-02: Calcul du volume à excaver dans la conduite d'adduction.....	58
Tableau 7-03: Calcul du volume total à excaver	58
Tableau 7 -04 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	59

Liste des figures :

Chapitre -1-: Présentation de la zone d'étude:

Figure 1: La situation géographique de la commune d'El Djamaa Bni Hbib.

Source (wikipédia)2

Chapitre -2- : Estimation des besoins en eau potable:

Figure 2-01 : Diagramme de la consommation à l'horizon2046.....11

Figure 2-02 : Graphique de consommation à l'horizon 2046.....11

Chapitre -3- : Calcul hydraulique du système de distribution:

Figure 3-01 : les différents types de joints : a) mécanique, b) à emboîtement, c) bride.....28

Figure 3-02: les différents type de vannes : a) robinet-vanne b) robinet à papillon
c) vanne à clapet de non-retour d) vanne de réduction de pression.....39

Figure 3-03 : Poteau d'incendie.....30

Chapitre -5- : Calcul hydraulique du système d'adduction:

Figure 5-01 : Variante N°1.....38

Figure 5-02 : Variante N°2.....38

Figure 5-03 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement pour la première variante.....44

Figure 5-04 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement pour la deuxième variante.....48

Chapitre-6- : Protection de la conduite d'adduction contre le coup de bélier:

Figure 6 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE.....53

SOMMAIRE :

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre -1-PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1-1-Introduction	2
1.2. Situation géographique	2
1.3. Situation hydraulique	3
1.4. Situation topographique	3
1.5. Situation géologique	3
1.6. Le climat	4
1.6.1. Précipitations	4
1.6.2. Température	4
1.6.3. Le vent	5
1.7. La sismicité	5
1.8. Conclusion	5

Chapitre -2- : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.1. Introduction	6
2.2. Evolution démographique	6
2.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière	6
2.3.1. Besoins domestiques	7
2.3.2. Besoins scolaires	7
2.3.3. Besoins sanitaires	7
2.3.4. Besoins administratifs	7
2.3.5. Besoins socioculturels	8
2.4. Calcul du débit tenant compte des fuites.....	8
2.5. Variation de la consommation journalière	8

2.5.1. Détermination des consommations maximales journalières	8
2.5.2. Détermination des consommations minimale journalières	9
2.6. Etude de variation des débits horaires	9
2.6.1. Le débit moyen horaire.....	9
2.6.2. Evaluation de la consommation horaire en fonction de nombre d'habitants	10
2.7. Conclusion.....	12

Chapitre –3- : CALCUL HYDRAULIQUE DU SYSTEME DE DISTRIBUTION

3.1. Introduction	13
3.2. Ossature du réseau	13
3.2.1. Le réseau ramifié	13
3.2.2. Le réseau maillé	13
3.3. Choix du système de distribution	14
3.4. Principes du tracé du réseau	14
3.5. Choix du matériau des conduites	14
3.6. Dimensionnement du Réseau adopté	15
3.6.1. Calcul des débits	15
3.6.1.1. Débits nodaux en cas de pointe	16
3.6.1.2. Débits nodaux en cas de pointe tenant compte incendie	20
3.7. Résultats de la simulation de Water CAD	20
3.7.1. Cas de pointe	20
3.7.2. Cas de pointe plus incendie	24
3.9.Éléments constitutifs d'un réseau de distribution d'eau potable	28
3.9.1. Les joints	28
3.9.2. Les vannes	28
3.9.4. Les décharges	29

3.9.5. Les poteaux d'incendie	29
3.10. Conclusion	30

Chapitre-4- ETUDE DES RESERVOIRS

4.1. Introduction	31
4.2. Fonctions techniques des réservoirs.....	31
4.3. Fonctions économiques	31
4.4. Classification des réservoirs	31
4.5. Emplacement des réservoirs	31
4.6. Détermination du volume des réservoirs	32
4.6.1. Calcul du volume du réservoir	32
4.6.2. Dimensionnement du réservoir	33
4.7. Équipement du réservoir	34
4.8. Conclusion	35

Chapitre -5- : CALCUL HYDRAULIQUE DU SYSTEME D'ADDUCTION

5.1. Introduction	36
5.2. Définition	36
5.3. Choix du tracé	36
5.4. Types d'adduction	36
5.4.1.1. Adduction gravitaire	36
5.4.2. Adduction par refoulement	37
5.4.3. Adduction mixte	37
5.5. Choix du type du matériau de la tuyauterie	37
5.6. Choix de variante	37
5.6.1. Variante N°1	37

5.6.2. Variante N°2	38
5.7. Dimensionnement de l'adduction pour la variante choisie	38
5.7.1. Dimensionnement de la conduite de refoulement	38
5.7.2. Pertes de charge	39
5.7.3. Calcul de la hauteur manométrique totale.....	40
5.7.4. Puissance absorbée par la pompe	41
5.8.5. Energie consommée par la pompe	41
5.7.6. Prix d'énergie	41
5.7.7. Amortissement	41
5.8. Calcul du diamètre économique	42
5.9. Conclusion	48

Chapitre-6- : PROTECTION DE LA CONDUITE D'ADDUCTION CONTRE LE COUP DE BELIER

6.1. Introduction	49
6.2. Définition	49
6.3. Causes du coup de bélier	49
6.4. Conséquence de coup de bélier	50
6.4.1. Cas de forte pression	50
6.4.2. Cas de pression négative	50
6.4.3. Fatigue de la conduite	50
6.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier	50
6.5.1. Volant d'inertie	50
6.5.2. Chambres d'air	50
6.5.3. Réservoirs d'alimentation	51
6.6. Calcul des réservoirs d'air	51
6.7. Conclusion	54

Chapitre-7- ORGANISATION DE CHANTIER ET SECURITE DE TRAVAIL

7.1. Organisation de chantier	55
7.1. 1.Introduction	55
7.1.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain	55
7.1.3. Excavation des tranchées	55
7.1.4 .Pose des conduites	60
7.1.5. Epreuve de joint et de la canalisation	60
7.1.6. Remblaiement de la tranchée	60
7.1.8. Conclusion	60
7.2. Sécurité de travaille	61
7.2.1. Introduction	61
7.2.2. Définition	61
7.2. 3.Le coût des maladies et accidents professionnels.....	61
7.2. 4. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	62
7.2. 5.Préventives pour éviter les causes des accidents	64
7.2. 6.Les avantages de la sécurité de travaille	65
7.2.7. Conclusion	65
Conclusion générale	66

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

L'eau est la vie, c'est la base de développement économique et social qui reflète le promouvoir des pays et le niveau de vie des populations. Mais à cause de sécheresse et de pollution, aujourd'hui le monde est soufre le manque de cette matière vitale.

Dans un cas particulier l'Algérie est classé parmi les pays qui manquent d'eau , et connait une répartition irrégulière de la précipitation sur son territoire. Et pour cela le gouvernement tient à soutenir le secteur de l'eau par la construction des barrages, transfère de l'eau entre les wilayas et aussi la construction des systèmes d'alimentation en eau potable pour assurer les besoins des agglomérations.

Notre étude consiste à dimensionner un système d'alimentation en eau potable de la commune d'El Djamaa Beni Hbibbi pour satisfaire la demande de cette agglomération, avec deux principales parties, le dimensionnement du réseau d'alimentation et de la conduite d'adduction.

d'abord, nous choisissons une ossature mixte pour le réseau de distribution et nous faisons le calcul hydraulique par l'utilisation du logiciel watartcad et nous faisons le calcul du volume d'un nouveau réservoir pour régulier notre débit.

Pour la partie d'adduction, nous faisons d'abord un choix de tracé puis nous proposons des variantes pour minimiser le cout, ensuite nous faisons le calcul hydraulique de façon technico-économique et nous faisons le calcul du réservoir d'air pour protéger cette partie contre le phénomène du coup de bélier.

CHAPITRE 1

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Chapitre -1-

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1-1-Introduction :

La description de la situation de la zone d'étude, nous permet d'assurer une bonne prise en charge et de mener à bien notre travail. Pour cela, on la fait de point de vue géographique topographique, géologique, climatique et hydraulique.

1.2. Situation géographique :

La commune D'El Djamaa Beni Hbibi s'étend dans la partie nord-est de la wilaya de Jijel, entre :

- la commune de Sidi Abdelaziz au nord et Khiri Oued Adjoul au nord-est ;
- la commune Bouraoui Belhadeuf au sud et Bordj Thar au sud-ouest ;
- la commune d'El Kennar à l'ouest ;
- la commune d'El Ancer à l'est.

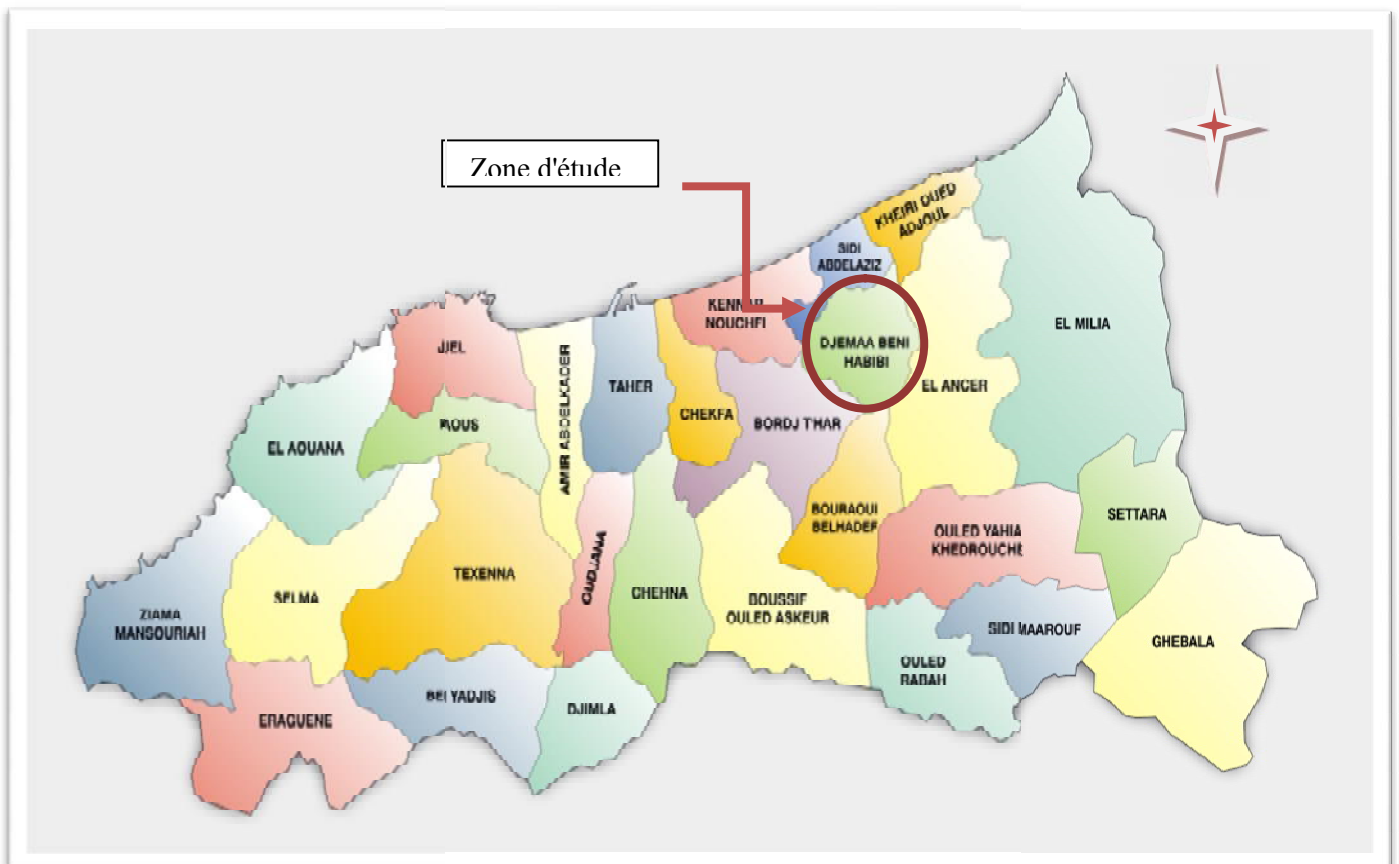


Figure 1: La situation géographique de la commune d'El Djamaa Bni Hbibi. Source (wikipidéa)

1.3. Situation hydraulique (la source :l'APC d'Eljema Beni Hbib) :

Actuellement, la commune d'El Djema Beni Hbib est alimentée en eau potable à partir d'un forage au niveau de l'oued qui se situe dans la commune d'El Ancer par le biais d'une pompe immergée qui permet de refouler un débit de 63 l/s (selon les responsables de l'APC d'El Djamaa) vers le réservoir de distribution.

La distribution d'eau potable actuelle est assurée par un ancien réseau en amiante ciment vétuste qui présente plusieurs problèmes à savoir :

- Un sous dimensionnement des conduites dû à l'extension de la population et de sur exploitation (les branchements pirate).
- Beaucoup de pertes causées par des fuites sous l'effet de la dégradation des conduites.
- L'Insuffisance d'ouvrages d'exploitations et d'accessoires au niveau du réseau provoque une mauvaise gestion du système.
- Le réseau ne couvre pas la totalité de l'agglomération.
- les faibles pressions dans le réseau n'arrivent pas assurer une alimentation régulière de certaines habitations en particulier les bâtiments.
- La capacité insuffisante du réservoir de distribution.
- L'agglomération reçoit un faible débit avec une faible pression.
- En plus de ses effets cancérigènes la rénovation de ce réseau s'impose dans sa totalité.

1.4. Situation topographique :

La zone d'étude fait partie de la wilaya de Jijel et se caractérise par un terrain accidenté. Avec des différences de niveau importantes ; On passe de la cote 116 m au niveau du réservoir existant, à la cote 31 m au niveau de l'APC, et à la cote 27m sur la voie express (RN43).

Les terrains plats à vocation agricole se situent le long de la voie expresse.

1.5. Situation géologique :

Du point de vue géologique, le territoire communal est essentiellement composé de terrain métamorphique recouvert de lambeaux argilo-gréseux qui forme la quasi-totalité des reliefs montagneuse. La partie nord de la commune appartenant à la vallée de l'oued El Kébir, est composé de terrains sédimentaires formés par un dépôt alluvial (argiles, marnes et dépôts limoneux).

Du nord au sud, nous distinguons différents types de substrats :

- Au nord, des terrains constitués d'argiles et de marnes couvrent les plaines alluvionnaires et la zone de piémont entre la RN 43 et le bassin versant de la montagne ;

-A l'est, entre oued Irdjana, on trouve des schistes et phyllades et plus à l'est d'oued Irdjana des argiles, des grés et des éboulis de grés consolidé.

-Au sud, dans le secteur de Zouilma et Tadjoust, prennent place des schistes et des micaschistes (gneiss) sujet à des processus d'érosion et de glissement de terrains ;

-Le reste du territoire communal est constitué de micaschistes et des schistes micacés.

1.6. Le climat :

Le climat de la commune est de type méditerranéen. Il se caractérise par hivers pluvieux et froids et des étés chauds et secs. Les données climatiques prises en compte sont celle de la station météorologique d'El Achouat.

1.6.1. Précipitations :

Il tombe en moyenne un peu plus de 800 mm d'eau par an, qui présente une moyenne mensuelle de 67 mm. Néanmoins, les saisons influent et corrigent quelque peu cette moyenne. Le mois le plus sec est juillet qui enregistre seulement 2.5 mm de précipitations. Novembre, décembre et janvier apparaissant comme les mois où les précipitations sont les plus importantes.

Tableau 1-01: Précipitations menseuelles enregistrées à la station d'El Achouat (année 2007).

mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	TOTAL
Pluies (mm)	115.9	91.9	58.7	74.3	42.5	13.8	2.5	4.9	50.2	72.2	109	136.9	772.8

Source : la station d'el achouat Jijel

1.6.2. Température :

En moyenne, la température relevée s'établit à 18°C avec un maximum de 22.1°C et une minimal de 13.5°C. La température réelle maximale intervient en aout avec 30°et la minimale en janvier et février avec 8°C.

Tableau 1-02 : Variation des températures moyenne, maximale et minimale en °C.

mois	JAN	FEV	MAS	AVR	MAI	JUIN	JUIL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	AN
Max (°C)	16	16	18	19	22	26	29	30	28	25	20	17	22.1
Min (°C)	8	8	9	10	13	17	20	21	19	16	12	9	13.5
Moy (°C)	12	12	13.5	14.5	17.5	21.5	24.5	25.5	23.5	20.5	16	13	18

Source (la station d'el achouat Jijel)

1.6.3. Le vent :

Les vents dominants de secteur ouest / nord-ouest avec une seconde direction préférentielle sud /sud-est :

- Les vents N-N.W sont souvent des vents violents qui soufflent en automne et en hiver (d'octobre à décembre et de janvier à mars) et agissant sur la précipitation.
- Les vents S-S.E soufflent généralement de mai à septembre.

Tableau 1-03 : Les moyennes mensuelles des forces des vents.

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Av.	Mai	Juin	Juil.	Aout	Spt.	Oct.	Nov.	Déc.	Moyenne Annuelle
K/h	2.2	2.2	2.1	2.1	1.6	1.4	1.4	1.3	1.6	1.7	2.2	2.5	1.9

Source (la station d'el achouat Jijel)

1.7. La sismicité :

D'après le zonage sismique du territoire algérien élaboré par CRAAG, la région de Jijel et par conséquence, la commune d'El Djamaa Bni Hbib se trouve en zone de sismicité niveau 3-zone d'aléa la plus élevée où l'application des règles parasismique est justifie.

1.8. Conclusion :

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les données de base de la zone concernée du point de vue topographie, géologie, climatique ainsi que la situation hydraulique. Pour bien dimensionner et gérer le système de distribution et d'adduction ainsi que sa sécurisation afin d'assurer les besoins de l'agglomération en eau potable.

CHAPITRE 2

ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

Chapitre -2- :
ESTIMATION DES BESOINS EN EAU POTABLE

2.1. Introduction :

Afin d'estimer avec plus d'exactitude possible la quantité d'eau nécessaire à la consommation de notre agglomération, on procède, dans ce chapitre, à l'évaluation de ses besoins en eau potable. Ceci en se basant sur les données du recensement national de la population, les statistiques relatives au taux d'accroissement, et le plan d'urbanisme.

Cette évaluation varie considérablement en fonction de l'évolution démographique, des caractéristiques et des habitudes de la population, du climat de la région, de la taille de la localité, ainsi que du rythme des activités humaines.

2.2. Evolution démographique :

Selon le recensement de l'année 2008, le nombre d'habitants d'El Djemaa était de 7218 habitants. Notre objectif est de déterminer le nombre d'habitants à l'horizon 2046 qui sera déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$P = P_0 \times (1 + \tau)^n$$

Avec :

- P : nombre d'habitants à l'horizon de calcul.
- P_0 : nombre d'habitants au dernier recensement.
- τ : taux d'accroissement de la population.
- n : nombre des années séparant les deux horizons.

On admet que le taux de branchements atteindra 100 % à l'horizon 2046, avec un taux d'accroissement moyen de 2 % fixé par L'ONS. Le nombre d'habitants d'El Djemaa à l'horizon actuel est donc estimé à 8457 habitants.

D'autre part le nombre d'habitants à l'horizon 2046 est estimé à 15319 habitants.

2.3. Evaluation de la consommation moyenne journalière :

Pour déterminer la consommation journalière de chaque type d'utilisateurs, on applique la formule suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{DOT}{1000} * N$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: débit moyen journalier en (m^3/j) ;
- DOT : dotation moyenne journalière par usager en (l/j/hab) ;
- N : représente le nombre d'utilisateurs;

Les catégories des besoins existants sont les besoins domestiques, scolaires, sanitaires et les besoins socioculturels.

2.3.1. Besoins domestiques :

À l'horizon 2046 le nombre d'habitants atteint 15319 habitants. Pour ce réseau on choisit une dotation de 150l/j/habitant.

Dans ce cas les besoins domestiques en eau potable à l'horizon 2046 seront :

$$Q_{\text{moy},j} = 2297.85 \text{ m}^3/j$$

2.3.2. Besoins scolaires :

Pour ce qui concerne les besoins des équipements scolaires, le calcul est donné dans le tableau suivant :

Tableau 2-01 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

Type d'équipement		Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élève)	Débit (m ³ /j)
Primaires	TALAB Abdelkrim	742	10	7,42
	BOULKADRA Mohammed	142	10	1,42
	DJEHA	174	10	1,74
	Nouveau groupement	195	10	1,95
CEM	Nouveau CEM	572	10	5,72
	ROUIBA Hocine	550	10	5,50
Lycée	Projeté	900	10	9,00
			Total	32,75

Les besoins journaliers scolaires sont alors de 32,75 m³/j.

2.3.3. Besoins sanitaires :

Les besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau 2-02 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

Type d'équipement	Unité (m ²)	Dotation (l/j/u)	Débit (m ³ /j)
Centre de la santé	250	15	3,75
		Total	3,75

Les besoins sanitaires de l'agglomération sont arrêtés à 3,75 m³/j.

2.3.4. Besoins administratifs :

Les divers équipements administratifs de l'agglomération concernée, les dotations et les débits journaliers correspondant sont dans le tableau suivant:

Tableau 2-03 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

Type d'équipement	nombre d'employés	dotation (l/j)	Débit (m ³ /j)
APC	180	15	2,7
Gendarmerie	80	15	1,2
bureau de poste	8	15	0,12
		Total	4,02

Les besoins journaliers administratifs de l'agglomération étudiée sont de 4,02 m³/j.

2.3.5. Besoins socioculturels :

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau 2-04 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.

Type d'équipement	nombre d'usagers	dotation (l/j/usager)	débit (m ³ /j)
02 Mosquées	1800	5	9,00
centre culturel	45	10	0,45
Bibliothèque	75	5	0,38
		Total	9,83

Les besoins socioculturels sont alors 9,83 m³/j.

Dans ce cas la consommation moyenne journalière de la commune concernée en 2046 sera 2348.2 m³/j.

2.4. Calcul du débit tenant compte des fuites :

Les pertes d'eau sont constituées par des fuites diverses (joints de raccordement, fissuration..) et on ne peut pas les négliger. Elles atteignent des chiffres de 10 à 20 % du volume distribué et même 40 % dans le cas d'un réseau ancien et mal entretenu.

Les fuites sur les branchements particuliers sont en règle générale les plus nombreuses. La valeur de taux de fuite est estimée à 15 %.

$$Q_{\text{moy.j}} = 2348.8 * 1.15 ;$$

Donc le débit sera: $Q_{\text{moy.j}} = 2700.43 \text{ m}^3/\text{j}.$

2.5. Variation de la consommation journalière :

Au cours de l'année, il existe une journée, la plus chargée, où la consommation est maximale, de même il existe une journée la moins chargée, où la consommation est minimale.

2.5.1. Détermination des consommations maximales journalières :

Ce débit est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{\text{max.j}} = k_{\text{max.j}} * Q_{\text{moy.j}}$$

Avec :

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

$k_{max.j}$: coefficient d'irrégularité journalière maximum, $k_{max.j} = (1.1 - 1.3)$.

On prend $k_{max.j} = 1.3$

2.5.2. Détermination des consommations minimale journalières :

Ce débit est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{min.j} = k_{min.j} * Q_{moy.j}$$

Avec :

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

$k_{min.j}$: coefficient d'irrégularité journalière minimum, $k_{min.j} = (0.7 - 0.9)$.

On prend $k_{min.j} = 0.9$

Les consommations : moyenne, maximale, minimale sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau 2-05 : Tableau récapitulatif des différents débits journaliers.

Horizons	Q_{moyj}		k_{maxj}	Q_{maxj}		k_{minj}	Q_{minj}	
	m^3/j	l/s		m^3/j	l/s		m^3/j	l/s
2046	2700.43	31.25	1.3	3510.6	40.63	0.9	2430.4	28.13

2.6. Etude de variation des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires qui sont en fonction du régime de la population et des habitudes des habitants.

2.6.1. Le débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy.h} = Q_{max.j} / 24$$

Avec :

$Q_{moy.h}$: débit moyen horaire ;

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

Le débit moyen dans ce cas est : $Q_{moy.h} = 146.27 m^3/h$.

2.6.2. Evaluation de la consommation horaire en fonction de nombre d'habitants :

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, nous avons opté pour la méthode donnant la fraction de la variation horaire de la consommation. En fonction de nombre d'habitants. Chaque agglomération a une variation du débit horaire qui est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Tableau 2-06 : Variation du débit horaire pour la commune D'El Djmaa Beni Hbib.

Heures	$Q_{\max j} = 3510,6 \text{ m}^3/j$		Débit cumulé
	%	$Q_h (\text{m}^3/h)$	
00 – 01	1,5	52,66	52,66
01 – 02	1,5	52,66	105,32
02 – 03	1,5	52,66	157,98
03 – 04	1,5	52,66	210,64
04 – 05	2,5	87,77	298,40
05 – 06	3,5	122,87	421,27
06 – 07	4,5	157,98	579,25
07 – 08	5,5	193,08	772,33
08 – 09	6,25	219,41	991,74
09 – 10	6,25	219,41	1211,16
10 – 11	6,25	219,41	1430,57
11 – 12	6,25	219,41	1649,98
12 – 13	5	175,53	1825,51
13 – 14	5	175,53	2001,04
14 – 15	5,5	193,08	2194,13
15 – 16	6	210,64	2404,76
16 – 17	6	210,64	2615,40
17 – 18	5,5	193,08	2808,48
18 – 19	5	175,53	2984,01
19 – 20	4,5	157,98	3141,99
20 - 21	4	140,42	3282,41
21 – 22	3	105,32	3387,73
22 – 23	2	70,21	3457,94
23 – 24	1,5	52,66	3510,60
TOTAL	100	3510,6	

La variation horaire et le cumule de la consommation sont représentés dans le tableau et le graphique suivants:

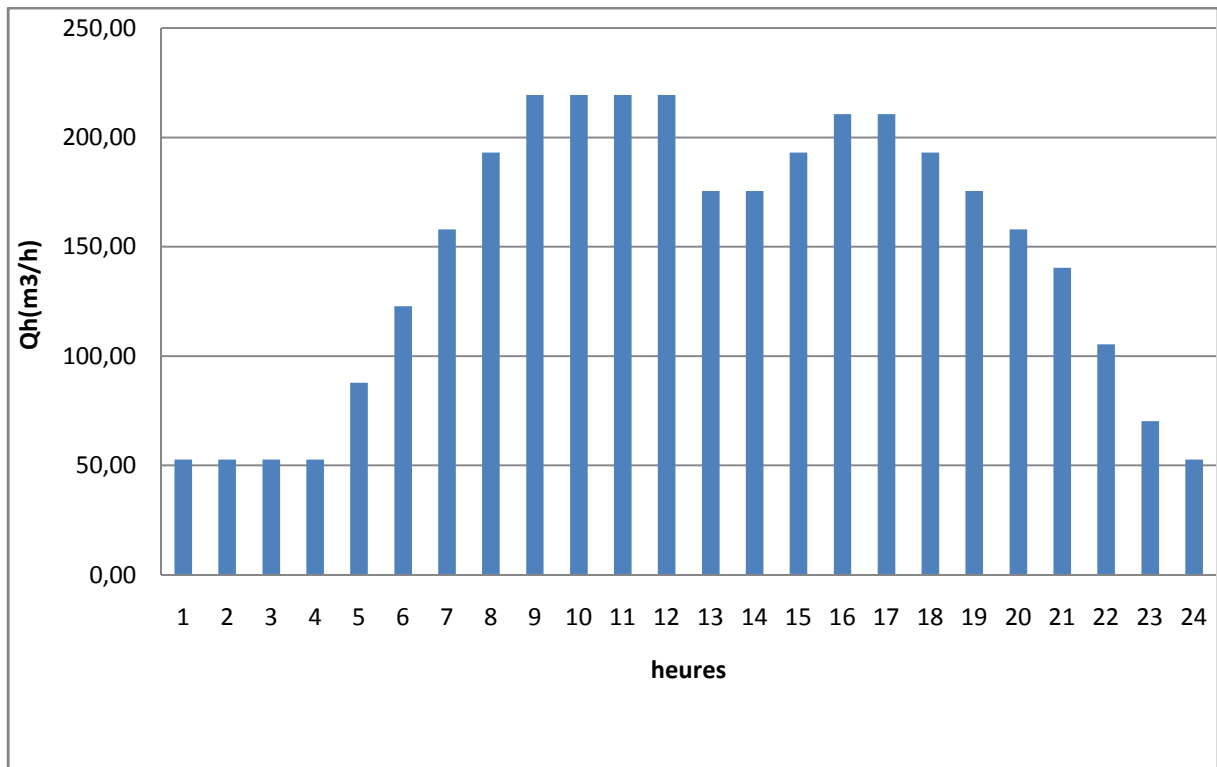


Figure 2-01 : Diagramme de la consommation à l'horizon 2046.

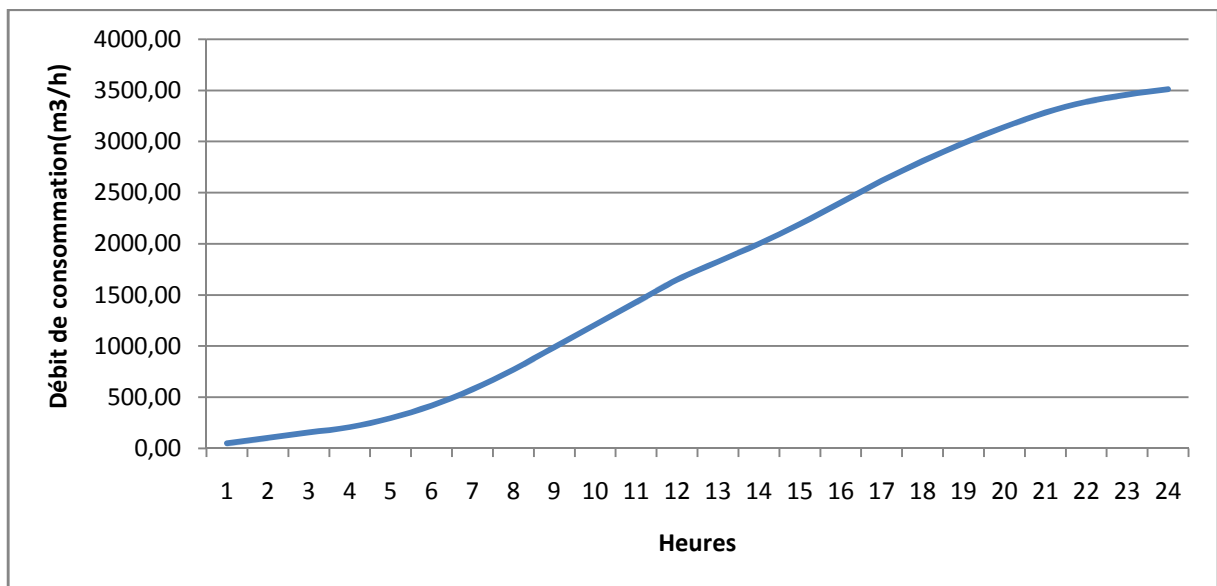


Figure 2-02 : Graphique de consommation à l'horizon 2046.

Le débit maximal horaire pour dimensionner notre système d'alimentation en eau potable sera 219,41 m³/h, qui nous donne un débit de $Q_{dim} = 61$ l/s.

2.7. Conclusion :

D'après ce chapitre, nous avons trouvé que l'agglomération d'El Djemaa comprenant une population de 15319 habitants en 2046, et nous avons calculé les différentes catégories des besoins et donc nous avons obtenu une demande de consommation journalière maximale de $3510.6 \text{ m}^3/\text{j}$ et un débit de dimensionnement 60.95 l/s .

CHAPITRE 3

CALCUL HYDRAULIQUE DU SYSTÈME DE DISTRIBUTION

CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU DE DISTRIBUTION

3.1. Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de notre agglomération, nous devons faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de la ville.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

3.2. Ossature du réseau :

Du réservoir de stockage sort une conduite principale. Celle-ci, en se prolongeant le long des rues de l'agglomération forme un ensemble de conduites maîtresses. Sur chacune de ces dernières, sont branchées des conduites de diamètres moindres dites conduites secondaires, tertiaires, etc.

L'ensemble de toutes ces différentes canalisations avec l'ensemble des équipements qui les accompagnent forment le réseau de distribution. C'est l'infrastructure la plus importante du réseau global, car il s'étend sur toute la surface de l'agglomération.

L'ossature du réseau dépend de la configuration de l'agglomération. Deux géométries de réseau sont possibles : réseau ramifié ou réseau maillé.

3.2.1. Le réseau ramifié :

Il est appelé ainsi car il possède topologiquement une structure d'arbre. Pour ce type de réseau, à partir d'une conduite centrale, on met en relation plusieurs canalisations secondaires, tertiaires, ... etc. jusqu'à chaque compteur individuel. Un tel système présente un grave défaut dans une conduite donnée, l'eau circule toujours dans le même sens ; Donc, une panne dans la conduite entraîne la perte de service pour tous les usagers situés en aval.

3.2.2. Le réseau maillé :

Ce type de réseau est constitué de boucles. Le sens de l'écoulement varie fréquemment selon la demande de certaines conduites. En effet, le nombre d'abonnés non desservis en cas de panne ou de réparation est réduit au maximum puisque l'eau peut atteindre un même point par plusieurs chemins. L'autre intérêt est que la vitesse d'écoulement de l'eau est rarement nulle, ce qui offre l'avantage de maintenir la bonne qualité de l'eau distribuée.

3.3. Choix du système de distribution :

Pour constituer un réseau d'alimentation en eau potable, nous nous basons sur les principaux facteurs suivants :

- ✓ L'importance et la composition de la zone d'étude qui nous permettent de déterminer le type système le mieux adapté parmi les systèmes tels que le système unique, le système spécifique : le système domestique, le système industriel et le système d'incendie.
- ✓ Le relief de la zone d'étude qui nous permettent de choisir le schéma de distribution : distribution de tête ou à contre-réservoir.
- ✓ Le relief entre la source et la zone d'étude.
- ✓ La structure de la zone d'étude accidentée .
- ✓ Et la nature de la source.

Dans notre cas nous avons choisi le système de distribution avec un réservoir de tête. Dans ce système, les pompes refoulent directement vers le réservoir de stockage puis la distribution sera gravitaire à partir du réservoir vers le réseau de distribution.

Remarque : on a adopté dans notre réseau une ossature mixte.

3.4. Principes du tracé du réseau :

L'objectif du tracé du réseau de distribution est d'assurer l'accès du réseau aux usagers dans des conditions économiques optimales tout en prévenant les difficultés d'exploitation et d'entretien. Les principes du tracé d'un réseau sont les suivantes :

- ✓ fonctionnement hydraulique simple et efficace ;
- ✓ continuité du service en évitant la création de points de faiblesse ou en prévoyant des alternatives en cas de rupture ;
- ✓ optimisation de la longueur du réseau par le choix des rues devant recevoir les conduites et le choix de leur emplacement dans les rues ;
- ✓ équipement minimum afin de faciliter la maîtrise du réseau et son entretien : vannes, vidanges, ventouses.

3.5. Choix du matériau des conduites :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, de l'agressivité dû aux eaux et au sol, et de l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), et de la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes ...).

Parmi les matériaux à utiliser nous distinguons entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité). Pour la distribution, nous optons pour les tuyaux en PEHD à cause de sa disponibilité au marché et son coût économique.

3.6. Dimensionnement du Réseau adopté :

Le dimensionnement du réseau de distribution se fait à la base du logiciel Water CAD. La rugosité est donnée selon la nature des matériaux utilisés. Dans notre cas comme nous avons opté pour la PEHD, la rugosité donnée par water CAD suivant la formule de Darcy-Weisbach est : $\epsilon = 0,001$ mm.

La perte de charge est calculée en utilisant la formule de Darcy-Weisbach:

$$dh = 0.0827 f(\epsilon, d, q) d^{-5} L$$

Avec :

dh : perte de charge

ϵ : rugosité de la paroi de la conduite (mm)

d : diamètre du tuyau (m)

L : longueur du tuyau (m)

q : débit (m³/s)

3.6.1. Calcul des débits :

a- Calcul des débits en route :

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau. le débit en route est donné par la formule suivante :

$$\sum Q_r = Q_{\text{cons}} - \sum Q_{\text{conc}}$$

Avec :

Q_{cons} : débit consommé.

$\sum Q_r$: somme des débits de route

$\sum Q_{\text{conc}}$: somme des débits concentrés

b- Détermination du débit spécifique :

Défini comme étant le rapport entre le débit en route et la somme des longueurs des tronçons du réseau :

$$Q_{\text{sp}} = \sum Q_r / \sum L_i$$

Tableau 3-01 : différents débits de calcul

Q_{cons} (l/s) Pointe	60,95
Q_{conc} (l/s)	-
Q_{route} (l/s)	60,95
$\sum_{i=1}^{n=100} Li$ (m)	16790
q_{spc} (l/s/m)	0,00363

c-Détermination les débits nodaux:

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_{ri-k} + \sum Q_{ci}$$

Ou :

$\sum Q_{ri-k}$: est la somme des débits de route des tronçons reliés au nœud.

$\sum Q_{ci}$: somme des débits concentrés au nœud.

3.6.1.1. Débits nodaux en cas de pointe :

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 3-02 : débits nodaux

N de nœud	Tronçons	Longueur(m)	débit de route	débit nodale
J-1	P-2	290	1,0527	0,52635
J-2	P-2	290	1,0527	0,978285
	P-3	89	0,32307	
	P-9	160	0,5808	
J-3	P-3	89	0,32307	0,65703
	P-4	273	0,99099	
J-4	P-4	273	0,99099	1,192455
	P-5	59	0,21417	
	P-35	325	1,17975	
J-5	P-5	59	0,21417	1,43748
	P-6	260	0,9438	
	P-10	473	1,71699	
J-6	P-6	260	0,9438	1,24872
	P-7	144	0,52272	
	P-16	284	1,03092	
J-7	P-7	144	0,52272	2,934855
	P-8	314	1,13982	
	P-21	327	1,18701	
	P-22	832	3,02016	
J-8	P-8	314	1,13982	0,86031
	P-9	160	0,5808	
J-9	P-10	473	1,71699	2,847735
	P-11	411	1,49193	
	P-17	522	1,89486	
	P-58	163	0,59169	
J-10	P-11	411	1,49193	1,90575
	P-12	197	0,71511	
	P-13	442	1,60446	
J-11	P-12	197	0,71511	0,357555
J-12	P-13	442	1,60446	1,765995
	P-14	250	0,9075	
	P-18	281	1,02003	
J-13	P-14	250	0,9075	1,80048
	P-15	220	0,7986	
	P-17	522	1,89486	
J-14	P-15	220	0,7986	1,55364
	P-16	284	1,03092	
	P-20	352	1,27776	
J-16	P-18	281	1,02003	1,38666
	P-19	483	1,75329	
J-17	P-19	483	1,75329	1,515525
	P-20	352	1,27776	

Suite de tableau 3-02: débits nodaux

N de nœud	Tronçons	longueur	débit de route	débit nodale
J-18	P-21	327	1,18701	0,593505
J-19	P-22	832	3,02016	2,143515
	P-23	150	0,5445	
	P-34	199	0,72237	
J-20	P-23	150	0,5445	1,254165
	P-29	344	1,24872	
	P-32	197	0,71511	
J-21	P-27	405	1,47015	1,471965
	P-28	97	0,35211	
	P-30	309	1,12167	
J-24	P-27	405	1,47015	0,735075
J-25	P-28	97	0,35211	0,176055
J-26	P-29	344	1,24872	1,519155
	P-30	309	1,12167	
	P-31	184	0,66792	
J-27	P-31	184	0,66792	0,33396
J-28	P-32	197	0,71511	0,709665
	P-33	113	0,41019	
	P-68	81	0,29403	
J-29	P-33	113	0,41019	0,205095
J-30	P-34	199	0,72237	0,361185
J-31	P-35	325	1,17975	1,413885
	P-36	264	0,95832	
	P-37	190	0,6897	
J-32	P-36	264	0,95832	0,47916
J-33	P-37	190	0,6897	0,62436
	P-38	91	0,33033	
	P-39	63	0,22869	
J-34	P-38	91	0,33033	0,165165
J-35	P-39	63	0,22869	0,854865
	P-40	167	0,60621	
	P-41	241	0,87483	
J-36	P-40	167	0,60621	0,303105
J-37	P-41	241	0,87483	0,974655
	P-42	66	0,23958	
	P-45	230	0,8349	
J-38	P-42	66	0,23958	1,257795
	P-43	133	0,48279	
	P-46	494	1,79322	
J-39	P-43	133	0,48279	0,764115
	P-44	230	0,8349	
	P-62	58	0,21054	

Suite de tableau 3-02: débits nodaux

N de nœud	Tronçons	longueur	débit de route	débit nodale
J-40	P-44	230	0,8349	0,41745
J-41	P-45	230	0,8349	0,41745
J-42	P-46	494	1,79322	1,533675
	P-47	254	0,92202	
	P-54	97	0,35211	
J-43	P-47	254	0,92202	0,880275
	P-48	95	0,34485	
	P-49	136	0,49368	
J-44	P-48	95	0,34485	0,172425
J-45	P-49	136	0,49368	0,945615
	P-50	200	0,726	
	P-51	185	0,67155	
J-46	P-50	200	0,726	0,363
J-47	P-51	185	0,67155	1,032735
	P-52	222	0,80586	
	P-53	162	0,58806	
J-48	P-52	222	0,80586	0,40293
J-49	P-53	162	0,58806	0,29403
J-50	P-54	97	0,35211	0,176055
J-51	P-56	210	0,7623	1,31406
	P-59	189	0,68607	
	P-61	325	1,17975	
J-52	P-56	210	0,7623	0,64977
	P-57	148	0,53724	
J-53	P-57	148	0,53724	0,26862
J-54	P-58	163	0,59169	1,181565
	P-59	189	0,68607	
	P-60	299	1,08537	
J-55	P-60	299	1,08537	0,542685
J-56	P-61	325	1,17975	0,589875
J-57	P-62	58	0,21054	5,207235
	P-63	893	3,24159	
	P-64	1334	4,84242	
	P-66	205	0,74415	
	P-67	379	1,37577	
J-58	P-63	893	3,24159	1,620795
J-59	P-64	1334	4,84242	2,42121
J-61	P-66	205	0,74415	0,372075
J-62	P-67	379	1,37577	0,687885
J-63	P-68	81	0,29403	0,147015
			Somme	60.95

3.6.1.2. Débits nodaux en cas de pointe tenant compte incendie :

Ce cas est homologue au cas de pointe mais seulement, mise à part le nœud 58 considéré comme le plus défavorable où l'on doit assurer un débit supplémentaire d'incendie (17l/s).

3.7. Résultats de la simulation de Water CAD

Les vitesses, les débits et les diamètres dans le réseau de distribution sont données par les tableaux suivants :

3.7.1. Cas de pointe :

Tableau 3-03 : Résultats de la simulation (pression)

Nœud	Élévation (m)	Pression (m)
J-1	100	12,3
J-2	71,5	37,2
J-3	58	50,47
J-4	44	63,82
J-5	43,6	58,32
J-6	60,17	42,51
J-7	61,2	42,07
J-8	76,5	30,31
J-9	33,1	28,51
J-10	26	26,48
J-11	26,2	24,35
J-12	25,6	31,4
J-13	46,3	32,7
J-14	58,6	43,51
J-16	27	36,43
J-17	47,5	48,16
J-18	43	33,86
J-19	32,9	17,72
J-20	33,4	16,96
J-21	37,6	11,98
J-24	28,5	16,17
J-25	35	13,78
J-26	30	20,11
J-27	30	18,58
J-28	31	17,88
J-29	33,5	14,13
J-30	34	14,67
J-31	47,6	60,02
J-32	59	34,34

Suite de tableau 3-03 : Résultats de la simulation (pression)

Nœud	Élévation (m)	Pression (m)
J-33	46,6	60,91
J-34	51,5	45,34
J-35	45,6	61,88
J-36	52	41,35
J-37	49,6	57,77
J-38	45,5	61,79
J-39	45,3	61,92
J-40	52	45,6
J-41	60,5	43,85
J-42	38	29,13
J-43	34,3	22,47
J-44	33,9	20,18
J-45	32,8	20,86
J-46	30,95	20,75
J-47	30,9	21,35
J-48	27,9	15,89
J-49	30	21,2
J-50	36,5	27,58
J-51	31	29,78
J-52	28,2	31,39
J-53	27,4	29,55
J-54	33,4	27,91
J-55	35,4	19,54
J-56	32,5	20,09
J-57	46	61,19
J-58	89	18,16
J-59	29	29,49
J-61	37,3	43,85
J-62	34,6	30,99
J-63	33	14,09

Interprétation:

La pression est normalement compris entre 8 et 40m mais dans la pratique nous acceptons jusqu'à la pression 70m ,dans notre cas nous remarquons que la pression maximale

est de 63,82 m et la pression minimale est de 11,98m c'est à dire les pression aux nœud conformes aux normes.

Tableau 3-04 : Résultats de la simulation (vitesse et diamètre)

Conduite	Longueur (m)	Nœud de départ	Nœud d'arriver	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
P-1	42	R-1	J-1	176,2	2,46
P-2	290	J-1	J-2	220,4	1,56
P-3	89	J-2	J-3	220,4	0,69
P-4	272	J-3	J-4	220,4	0,67
P-5	59	J-4	J-5	27,2	1,13
P-6	260	J-5	J-6	110,2	0,47
P-7	144	J-6	J-7	176,2	0,77
P-8	314	J-7	J-8	176,2	1,28
P-9	160	J-8	J-2	176,2	1,32
P-10	473	J-5	J-9	53,6	1,65
P-11	411	J-9	J-10	42,6	0,71
P-12	197	J-10	J-11	34	0,4
P-13	442	J-10	J-12	53,6	0,56
P-14	250	J-12	J-13	34	1,24
P-15	220	J-13	J-14	63,8	2,06
P-16	284	J-14	J-6	176,2	0,53
P-17	522	J-9	J-13	63,8	1,15
P-18	281	J-12	J-16	53,6	0,84
P-19	483	J-16	J-17	53,6	1,46
P-20	352	J-17	J-14	79,2	0,98
P-21	327	J-7	J-18	27,2	1,02
P-22	832	J-7	J-19	79,2	1,84
P-23	150	J-19	J-20	141	0,42
P-27	405	J-21	J-24	42,6	0,52
P-28	97	J-21	J-25	27,2	0,31
P-29	344	J-20	J-26	141	0,27
P-30	309	J-26	J-21	96,8	0,32
P-31	184	J-26	J-27	34	0,36
P-32	197	J-20	J-28	53,6	0,47
P-33	113	J-28	J-29	27,2	0,36
P-34	199	J-19	J-30	34	0,4

Suite de tableau 3-04: Résultats de la simulation (vitesse et diamètre)

Conduite	Longueur (m)	Nœud de départ	Nœud d'arriver	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
P-35	324	J-4	J-31	277,6	0,39
P-36	264	J-31	J-32	27,2	0,83
P-37	190	J-31	J-33	277,6	0,36
P-38	91	J-33	J-34	16	0,85
P-39	63	J-33	J-35	277,6	0,35
P-40	167	J-35	J-36	21	0,87
P-41	241	J-35	J-37	277,6	0,33
P-42	66	J-37	J-38	220,4	0,49
P-43	133	J-38	J-39	220,4	0,3
P-44	230	J-39	J-40	27,2	0,72
P-45	230	J-37	J-41	34	0,46
P-46	494	J-38	J-42	63,8	1,81
P-47	254	J-42	J-43	63,8	1,28
P-48	95	J-43	J-44	21	0,49
P-49	136	J-43	J-45	63,8	0,95
P-50	200	J-45	J-46	34	0,4
P-51	185	J-45	J-47	63,8	0,54
P-52	222	J-47	J-48	27,2	0,69
P-53	162	J-47	J-49	34	0,32
P-54	97	J-42	J-50	21	0,52
P-56	210	J-51	J-52	53,6	0,41
P-57	148	J-52	J-53	27,2	0,46
P-58	163	J-9	J-54	110,2	0,37
P-59	189	J-54	J-51	79,2	0,37
P-60	299	J-54	J-55	34	0,59
P-61	325	J-51	J-56	34	0,65
P-62	58	J-39	J-57	220,4	0,27
P-63	893	J-57	J-58	176,2	0,1
P-64	1 334	J-57	J-59	53,6	1,07
P-66	205	J-57	J-61	21	1,07
P-67	379	J-57	J-62	27,2	1,19
P-68	81	J-28	J-63	21	0,43

Nous remarquons que les vitesses sont comprises entre 0,3 et 2m/s c'est à dire elles sont conformes aux normes, sauf au niveau des tuyauteries p29,p62 et p63 où les vitesses sont moins de 0,3 à cause de la répartition d'habitants.

3.7.2. Cas de pointe plus incendie :

Les résultats de la simulation pour le cas de pointe plus incendie sont représentés dans les tableaux suivantes :

Tableau 3-05 : Résultats de la simulation (pression)

Nœud	Élévation (m)	Pression (m)
J-1	100	11,21
J-2	71,5	33,8
J-3	58	46,71
J-4	44	58,96
J-5	43,6	54,86
J-6	60,17	39,08
J-7	61,2	38,65
J-8	76,5	26,9
J-9	33,1	25,06
J-10	26	23,04
J-11	26,2	20,91
J-12	25,6	27,97
J-13	46,3	29,26
J-14	58,6	40,07
J-16	27	32,99
J-17	47,5	44,73
J-18	43	30,43
J-19	32,9	14,29
J-20	33,4	13,53
J-21	37,6	8,55
J-24	28,5	12,74
J-25	35	10,35
J-26	30	16,68
J-27	30	15,15
J-28	31	14,45
J-29	33,5	10,7
J-30	34	11,24
J-31	47,6	54,78
J-32	59	29,1

Suite de tableau 3-05 : Résultats de la simulation (pression)

Nœud	Élévation (m)	Pression (m)
J-33	46,6	55,46
J-34	51,5	39,89
J-35	45,6	56,36
J-36	52	35,84
J-37	49,6	52,01
J-38	45,5	55,8
J-39	45,3	55,61
J-40	52	39,29
J-41	60,5	38,08
J-42	38	23,15
J-43	34,3	16,49
J-44	33,9	14,2
J-45	32,8	14,88
J-46	30,95	14,77
J-47	30,9	15,37
J-48	27,9	9,9
J-49	30	15,22
J-50	36,5	21,6
J-51	31	26,33
J-52	28,2	27,95
J-53	27,4	26,1
J-54	33,4	24,46
J-55	35,4	16,09
J-56	32,5	16,64
J-57	46	54,76
J-58	89	8,12
J-59	29	23,05
J-61	37,3	37,41
J-62	34,6	24,55
J-63	33	10,66

Nous remarquons que les pression sont compris entre 58,96 et 8,12, c'est à dire elles sont acceptables.

Tableau 3-06 : Résultats de la simulation (vitesse et diamètre)

Transons	Longueur (m)	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
P-1	42	R-1	J-1	176,2	3,16
P-2	290	J-1	J-2	220,4	2
P-3	89	J-2	J-3	220,4	1,13
P-4	272	J-3	J-4	220,4	1,11
P-5	59	J-4	J-5	27,2	0,99
P-6	260	J-5	J-6	110,2	0,48
P-7	144	J-6	J-7	176,2	0,77
P-8	314	J-7	J-8	176,2	1,29
P-9	160	J-8	J-2	176,2	1,32
P-10	473	J-5	J-9	53,6	1,65
P-11	411	J-9	J-10	42,6	0,71
P-12	197	J-10	J-11	34	0,4
P-13	442	J-10	J-12	53,6	0,56
P-14	250	J-12	J-13	34	1,24
P-15	220	J-13	J-14	63,8	2,06
P-16	284	J-14	J-6	176,2	0,53
P-17	522	J-9	J-13	63,8	1,15
P-18	281	J-12	J-16	53,6	0,84
P-19	483	J-16	J-17	53,6	1,46
P-20	352	J-17	J-14	79,2	0,98
P-21	327	J-7	J-18	27,2	1,02
P-22	832	J-7	J-19	79,2	1,84
P-23	150	J-19	J-20	141	0,42
P-27	405	J-21	J-24	42,6	0,52
P-28	97	J-21	J-25	27,2	0,31
P-29	344	J-20	J-26	141	0,27
P-30	309	J-26	J-21	96,8	0,32
P-31	184	J-26	J-27	34	0,36
P-32	197	J-20	J-28	53,6	0,47
P-33	113	J-28	J-29	27,2	0,36
P-34	199	J-19	J-30	34	0,4

Suite du tableau 3-06 : Résultats de la simulation (vitesse et diamètre)

Transons	Longueur (m)	Nœud de départ	Nœud d'arrivé	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
P-35	324	J-4	J-31	277,6	0,67
P-36	264	J-31	J-32	27,2	0,83
P-37	190	J-31	J-33	277,6	0,64
P-38	91	J-33	J-34	16	0,85
P-39	63	J-33	J-35	277,6	0,63
P-40	167	J-35	J-36	21	0,87
P-41	241	J-35	J-37	277,6	0,61
P-42	66	J-37	J-38	220,4	0,93
P-43	133	J-38	J-39	220,4	0,75
P-44	230	J-39	J-40	27,2	0,72
P-45	230	J-37	J-41	34	0,46
P-46	494	J-38	J-42	63,8	1,81
P-47	254	J-42	J-43	63,8	1,28
P-48	95	J-43	J-44	21	0,49
P-49	136	J-43	J-45	63,8	0,95
P-50	200	J-45	J-46	34	0,4
P-51	185	J-45	J-47	63,8	0,54
P-52	222	J-47	J-48	27,2	0,69
P-53	162	J-47	J-49	34	0,32
P-54	97	J-42	J-50	21	0,52
P-56	210	J-51	J-52	53,6	0,41
P-57	148	J-52	J-53	27,2	0,46
P-58	163	J-9	J-54	110,2	0,37
P-59	189	J-54	J-51	79,2	0,37
P-60	299	J-54	J-55	34	0,59
P-61	325	J-51	J-56	34	0,65
P-62	58	J-39	J-57	220,4	0,72
P-63	893	J-57	J-58	176,2	0,76
P-64	1 334	J-57	J-59	53,6	1,07
P-66	205	J-57	J-61	21	1,07
P-67	379	J-57	J-62	27,2	1,19
P-68	81	J-28	J-63	21	0,43

Dans ce cas, nous remarquons que les vitesses sont acceptables juste au niveau de la conduite p1 où la vitesse atteint la valeur 3,16m/s.

3.9.Éléments constitutifs d'un réseau de distribution d'eau potable :

3.9.1. Les joints :

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée.

Les joints constituent la partie la plus fragile de la canalisation à cause de leur souplesse ; tout mouvement du tuyau s'articule sur le joint, ce qui provoque en lui des usures mécaniques. L'action des produits chlorés de l'eau et le dessèchement induisent le vieillissement des joints.

Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride. Les joints mécaniques ou à emboîtement sont utilisés pour relier les conduites enfouies dans le sol, alors que les joints à bride sont utilisés pour raccorder des tronçons à l'intérieur des constructions (station de pompage, station de traitement, etc.).

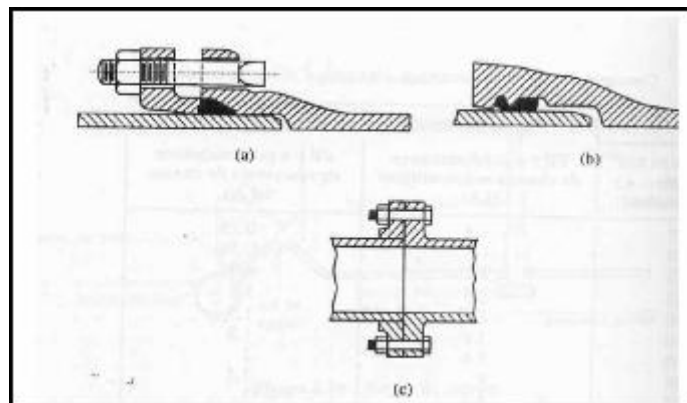


Figure 3-01 : les différents types de joints : a) mécanique, b) à emboîtement, c) à bride

3.9.2. Les vannes :

Elles permettent de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés. :

- ✓ Les vannes d'isolement : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir. On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.
- ✓ Les vannes à clapets de non-retour : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. Elles sont installées sur les conduites de refoulement.

- ✓ Les vannes de réduction de pression : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée.

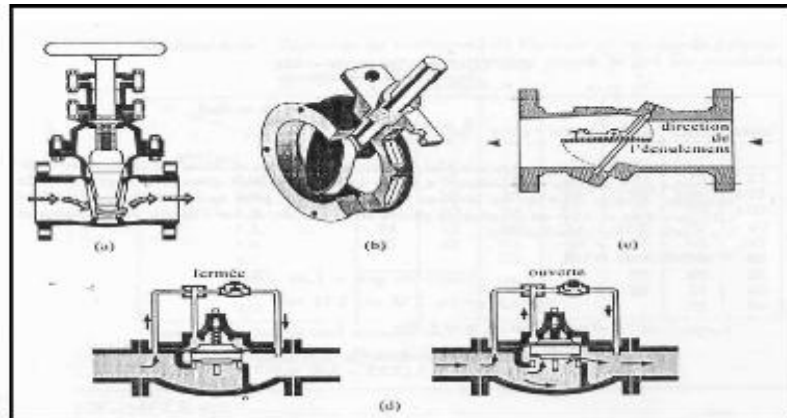


Figure 3-02 : les différents type de vannes : a) robinet-vanne b) robinet à papillon c) vanne à clapet de non-retour d) vanne de réduction de pression.

3.9.3. Les décharges :

Une décharge est un robinet placé au point bas de la canalisation pour en permettre la vidange, l'évacuation s'effectue à l'égout le plus voisin ou si le point bas se trouve hors de la ville, dans le fossé le plus proche. Ce robinet sera placé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie et doit être facilement accessible.

3.9.4. Les poteaux d'incendie :

Ils permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies. Ils sont reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement. Un poteau d'incendie doit comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre et une conduite de 100 mm.

La superficie desservie par un poteau d'incendie dépend du débit nécessaire pour combattre les incendies ; plus le débit est élevé, plus les poteaux sont nombreux et rapprochés.

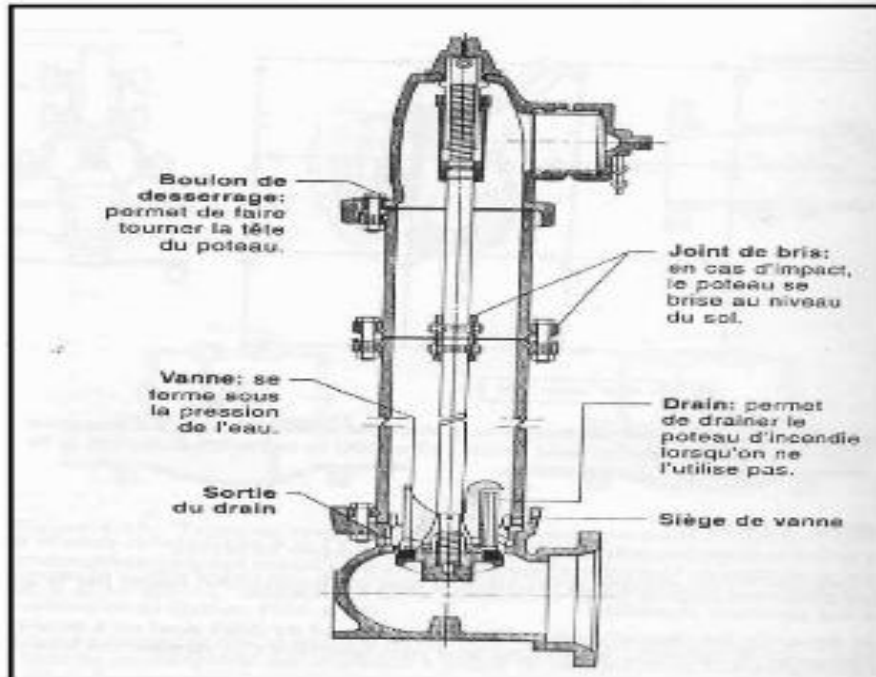


Figure 3-03 : Poteau d'incendie.

3.10. Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons dimensionné notre réseau en utilisant le logiciel watercad. Il a été obtenu des conduites avec des diamètres variés entre 20mm et 315mm et donc des vitesses et des pressions acceptables. Ces résultats trouvés nous permettent de satisfaire la demande en eau potable de notre agglomération et aussi satisfaire la pression de service.

CHAPITRE 4

ETUDE DES RESERVOIRS

Chapitre-4-
ETUDE DES RESERVOIRS

4.1. Introduction :

Le réservoir est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

Le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et son emplacement pour assurer le meilleur fonctionnement du réseau.

4.2. Fonctions techniques des réservoirs

Les différentes fonctions d'un réservoir partant surtout sur la :

Régularisation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant pour assurer la :

- Sécurité d'approvisionnement.
- Régulation de la pression.
- Simplification de l'exploitation.

Ils doivent être :

- Etanches.
- Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau.
- Bien protéger contre toute contamination d'eau susceptible.
- Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température.

4.3. Fonctions économiques

Les Réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y a réduction des dépenses d'énergie.

4.4. Classification des réservoirs

Parmi les classifications des réservoirs nous distinguons les cuves :

- Enterrés.
- Semi enterres.
- Surélevés.

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires.
- Carrés.

D'après la topographie de notre agglomération tous les réservoirs existants sont de type semi-enterré.

4.5. Emplacement des réservoirs :

Nous choisissons l'emplacement du nouveau réservoir circulaire semi enterré juste à coté du réservoir existant sur une altitude de radier de 114 m et donc assurer une distribution en tête.

4.6. Détermination du volume des réservoirs :

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte de l'apport et de la distribution; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité des réservoirs est calculée pour satisfaire les variations journalières du débit de consommation en prenant en considération bien entendu du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

Remarque : Pour calculer notre réservoir nous intéressons à la méthode analytique.

➤ La méthode analytique :

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

$$V_r = \frac{\alpha(\%) \times Q_{maxj}}{100} \text{ en } [m^3].$$

Avec :

V_r : capacité résiduelle (m³),

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

Q_{maxj} : La consommation maximale journalière (m³/j).

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

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

Avec

V_T : capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de 60m³/h (c'est un volume minimum)

4.6.1. Calcul du volume du réservoir:

Nous calculons d'abord l'évaluation du volume résiduel du réservoir, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau4 -01 : Evaluation du volume résiduel du réservoir.

Heure	Apport(%)	distribution(%)	surplus(%)	Déficit(%)	Résidu(%)
00 - 01	4,17	1,5	2,67		8,81
01 - 02	4,17	1,5	2,67		11,48
02 - 03	4,17	1,5	2,67		14,15
03 - 04	4,17	1,5	2,67		16,82
04 - 05	4,17	2,5	1,67		18,49
05 - 06	4,17	3,5	0,67		19,16
06 - 07	4,17	4,5		0,33	18,83
07 - 08	4,17	5,5		1,33	17,5
08 - 09	4,17	6,25		2,08	15,42
09 - 10	4,17	6,25		2,08	13,34
10 - 11	4,17	6,25		2,08	11,26
11 - 12	4,17	6,25		2,08	9,18
12 - 13	4,17	5		0,83	8,35
13 - 14	4,17	5		0,83	7,52
14 - 15	4,17	5,5		1,33	6,19
15 - 16	4,17	6		1,83	4,36
16 - 17	4,16	6		1,84	2,52
17 - 18	4,16	5,5		1,34	1,18
18 - 19	4,16	5		0,84	0,34
19 - 20	4,16	4,5		0,34	0
20 - 21	4,16	4	0,16		0,16
21 - 22	4,16	3	1,16		1,32
22 - 23	4,16	2	2,16		3,48
23 - 24	4,16	1,5	2,66		6,14

- Le volume résiduel sera : $V_r = \frac{1916 \cdot 35106}{100} \Rightarrow V_r = 672.63 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_T = 672.63 + 120 \Rightarrow V_T = 792.63 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 1000 \text{ m}^3$.

❖ Le réservoir existant est de 500 m^3 , donc il faut implanter un deuxième de capacité de 500 m^3 .

4.6.2. Dimensionnement du réservoir :

D'abord nous choisissons la forme circulaire où la hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des

agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m. Dans nos calculs, nous optons pour une hauteur de 6m.

Calcul du diamètre D de la cuve :

Nous avons :

$$S = \frac{V_n}{h}$$

Et donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \quad (\text{m}) \quad (\text{III-4})$$

Avec

V_n : capacité normalisée du réservoir (m^3) ;

S : section du réservoir (m^2) ;

D : diamètre de la cuve (m) ;

h : hauteur d'eau (m) est égal à 6 m.

- La hauteur de la réserve d'incendie (h_{inc}) :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{m})$$

Nous présentons les résultats de calcul dans le tableau suivant :

Tableau 4-02 : les paramètres du nouveau réservoir

Volume en (m^3)	h (m)	S (m^2)	D (m)	h_{inc} (m)
500	6.00	83.33	10.33	1.44

4.7. Équipement du réservoir :

Le réservoir doit être équipé :

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

4.8. Conclusion :

Pour assurer la demande en eau potable de notre commune, nous avons proposé dans ce chapitre un autre réservoir du 500 m³ à coté du réservoir existant et étudier leur diamètre on proposons une hauteur de 6m et nous avons trouvé un diamètre de 10.33 m.

CHAPITRE 5

CALCUL HYDRAULIQUE DU SYSTÈME D'ADDUCTION

Chapitre -5- :
CALCUL HYDRAULIQUE DE L'ADDUCTION

5.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est de faire une étude techno-économique pour dimensionner le réseau d'adduction qui relie le forage et le réservoir de distribution afin de combler le déficit de différentes agglomérations en eau potable.

5.2. Définition :

L'adduction d'eau désigne l'ensemble des techniques permettant de transporter l'eau de sa source à son lieu de consommation, l'eau peut être acheminée grâce à des conduites ou des aqueducs.

5.3. Choix du tracé :

Pour l'établissement du tracé de la conduite, il faut tenir compte de certains impératifs que l'on s'efforcera dans la mesure du possible de respecter à savoir :

- Le tracé doit être le plus court possible entre le captage et le réservoir d'accumulation pour des raisons économiques ;
- Eviter les contre pentes, qui peuvent donner lieu, aux points hauts, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer ;
- Rechercher un profil en long aussi régulier que possible, établi de préférence, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation ;
- Eviter les terrains trop accidentés ou rocheux si possible ;
- Choisir un terrain stable le long du tracé ;

Il est préférable de suivre les accotements des routes pour faciliter les travaux et les acheminements de matériaux.

- ❖ Dans notre cas la zone d'étude est très accidenter donc nous avons choisi le tracé le plus court et nous avons évité le plus possible les contre pentes.

5.4. Types d'adduction :

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte ;

5.4.1.1. Adduction gravitaire :

Dans une adduction gravitaire, le point de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir de desserte de l'agglomération et l'écoulement peut être à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, ordinairement uniforme sur tout le parcours ou en charge, c'est-à-dire sous pression.

5.4.2. Adduction par refoulement :

Dans une adduction par refoulement, le point à alimenté se trouve à une altitude supérieure à celle du captage donc l'écoulement est en charge par pompage.

5.4.3. Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

- ❖ Dans notre cas le type d'adduction est par refoulement.

5.5. Choix du type du matériau de la tuyauterie :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique et économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles;
- Adaptation aux terrains de pose;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service;

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement ;

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- La disponibilité sur le marché local (de préférence) ;

Parmi les matériaux à utiliser, nous pouvons citer : L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD et à basse densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera de l'utilisation d'une seule variante de matériaux soit le PEHD a cause de sa disponibilité sur le marché et son coût économique et aussi il flexible et résiste à tous les liquides corrosifs.

5.6. Choix de variante :

5.6.1. Variante N°1 :

Dans cette variante, le système d'adduction par refoulement est constitué d'une seule station de pompage, qui est située à coté du forage sur élévation de terrain de 15m et alimente les deux réservoirs juxtaposés de cote de radier 114m sur un distance de 3752.13 m.

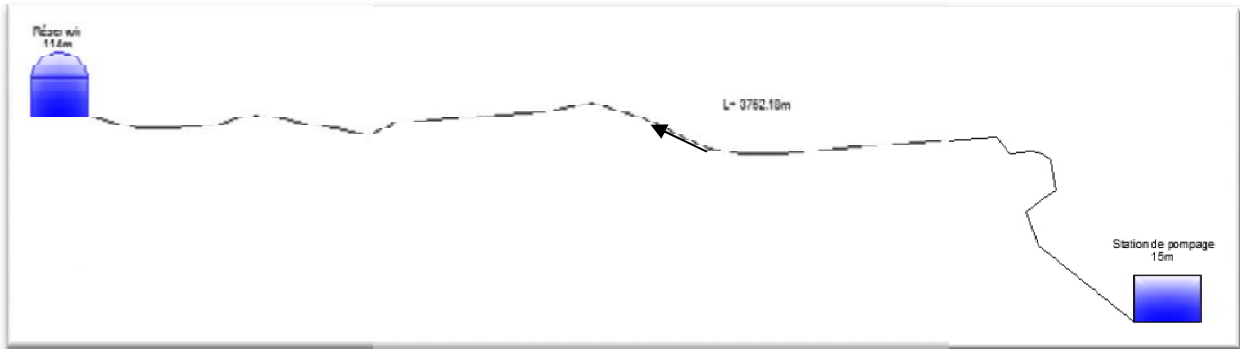


Figure 5-01 : Variante N°1

5.6.2. Variante N°2 :

Dans cette variante, le système d’adduction par refoulement est constitué de deux stations de pompage, la première située à côté du forage sur élévation de 15m et alimenter une station de reprise située à distance de 1788.38 sur une élévation de 15m avec la deuxième station de pompage qui refouler vers le réservoir sur une distance de 1963.75m.

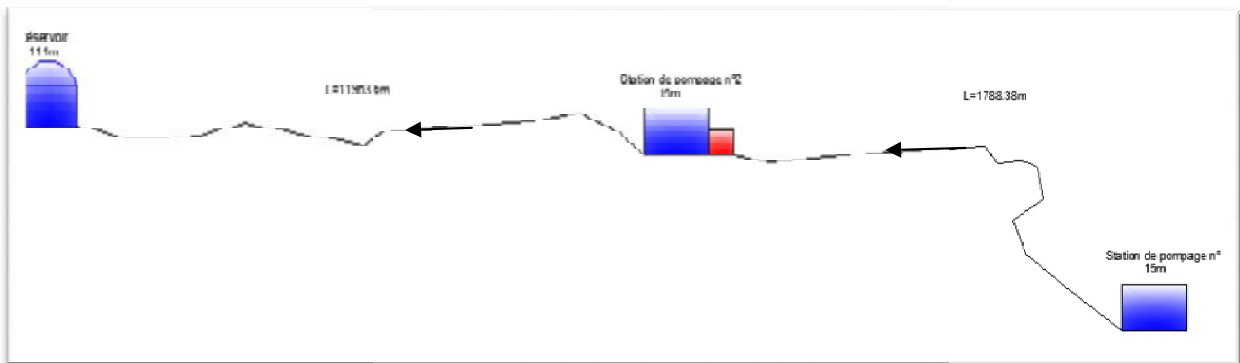


Figure 5-02 : Variante N°2

5.7. Dimensionnement de l’adduction pour la variante choisie :

5.7.1. Dimensionnement de la conduite de refoulement

Nous déterminons approximativement un premier diamètre de la conduite à l’aide des formules donnant le diamètre économique ; Parmi ces formules, nous prenons celle de Bonin qui a permis d’éviter les dépôts dans la conduite avec une vitesse de 1,27 m/s.

Ainsi nous avons :

$$D_{éc} = \sqrt{Q}$$

Où :

$D_{éc}$: Diamètre économique en m ;

Q : Débit transitant dans la conduite en m^3/s .

Nous avons :

$$Q=60,95 \text{ l/s}$$
$$D = \sqrt{Q} = 247\text{mm}; \quad D_N=250\text{mm}$$

5.7.2. Pertes de charge :

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction.

- Pertes de charge linéaires ;
- Pertes de charge singulières.

➤ Perte de charge linéaire :

Les Pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H = J.L$$

Darcy- Weisbach

Où

L : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

J : Gradient de perte de charge.

$$J = \frac{\lambda}{D_h} \frac{V^2}{2g}$$

Où :

D : Diamètre hydraulique de la conduite qui est égal au diamètre forcé (m) ;

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s) ;

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

λ : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend de la nature du régime d'écoulement.

En régime turbulent λ est donné par la formule de Nikuradse

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

Avec :

ε : Rugosité de la conduite en mm.

D : diamètre de la conduite (mm)

➤ **Perte de charge singulière :**

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section ...etc.

Généralement estimées à 15% des pertes de charge linéaires, les pertes de charge totale le long de la conduite sont :

$$\Delta H_t = \Delta H_L + \Delta H_S = \Delta H_L + 0,15 \Delta H_L = 1,15 \Delta H_L$$

$$\Delta H_t = 1,15 \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} L$$

Etude de la rugosité :

La rugosité est égal à :

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \alpha t$$

Où :

ε_0 : Rugosité absolue à l'état neuf (10^{-3} pour PEHD) ;

α : Coefficient de vieillissement ;

Pour la zone de faible agressivité de l'eau $\alpha = 0,03$ mm/an. Tiré de l'abaque Peter Lamont ;

t : Temps de service en année (30 ans).

Donc nous aurons: $\varepsilon = 10^{-3} + 0,03 \cdot 30 = 0,9$ mm

5.7.3. Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

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

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).

5.7.4. Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée par la pompe sera calculée par la formule suivante :

$$P = \frac{gQH_{mt}}{\eta}$$

Où :

P : Puissance en Kw ;

η : Rendement de pompage 82.7% ;

H_{mt} : Hauteur manométrique totale ;

Q : Débit refoulé.

5.8.5. Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe sera calculée par la formule suivante :

$$E = P.t.365 \text{ (Kwh/an)}$$

Où :

t : Nombre d'heure de pompage par jour.

P : puissance en KW

5.7. 6.Prix d'énergie (Frais d'exploitation)

Nous aurons calculé le prix d'énergie par la formule suivante :

$$\text{Prix} = E.e$$

Avec :

e : Prix du kmh d'après « Sonelgaz » e=2.27 DA/kwh.

E : énergie de consommation KWH / an.

5.7.7. Amortissement :

L'annuité d'amortissement est déterminée par la relation :

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

Où :

i : Taux d'annuité (i=8%) ;

n : Nombre d'année d'amortissement (n=30).

Application :

$$A = \frac{8\%}{(8\% + 1)^{30}} + 8\% = 8,9\%$$

5.8. Calcul du diamètre économique :

❖ Première variante:

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés les tableaux suivants:

Tableau 5-01 : Calcul de la HMT pour la première variante.

D (mm)	D _{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	ε (mm)	λ	L (m)	H (m)	Hg (m)	Hmt (m)
125	110,2	0,0609	6,39	0,0009	0,03594	3752,13	2927,436	105	3026,436
160	141	0,0609	3,90	0,0009	0,03322	3752,13	789,003	105	888,003
200	176,2	0,0609	2,50	0,0009	0,03102	3752,13	241,724	105	340,724
250	220,4	0,0609	1,60	0,0009	0,02901	3752,13	73,847	105	172,847
315	277,6	0,0609	1,01	0,0009	0,02715	3752,13	21,798	105	120,798
400	352,6	0,0609	0,62	0,0009	0,02540	3752,13	6,168	105	105,168
500	440,6	0,0609	0,40	0,0009	0,02392	3752,13	1,906	105	100,906
630	527,6	0,0609	0,28	0,0009	0,02281	3752,13	0,739	105	99,739

Tableau 5-02 : calcul de frais d'exploitation pour la première variante.

D (mm)	Q (m3/s)	P (KWatt)	E (KWh)	e (DA/kwh)	Fexpl (DA)
125	0,0609	2186,3125	19152097,5	2.27	43475261,4
160	0,0609	641,498017	5619522,63	2.27	12756316,4
200	0,0609	246,141095	2156196	2.27	4894564,91
250	0,0609	124,865869	1093825,01	2.27	2482982,78
315	0,0609	87,2652966	764443,999	2.27	1735287,88
400	0,0609	75,9740681	665532,837	2.27	1510759,54
500	0,0609	72,8953252	638563,048	2.27	1449538,12
630	0,0609	72,0515994	631172,011	2.27	1432760,46

Tableau 5-03 : Calcul des frais d'amortissement pour la première variante.

D (mm)	Prix (DA)	L (m)	Pt (DA)	Fam (DA)
125	1226,87	3752,13	4603375,73	409700,44
160	2005,18	3752,13	7523696,03	669608,947
200	3148,88	3752,13	11815007,1	1051535,63
250	4871,85	3752,13	18279814,5	1626903,49
315	7381,96	3752,13	27698073,6	2465128,55
400	11924,71	3752,13	44743062,1	3982132,53
500	18591,04	3752,13	69755998,9	6208283,9
630	29518,59	3752,13	110757587	9857425,25

Tableau 5-04 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement pour la première variante.

D (mm)	Fexpl (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
125	43475261,4	409700,44	43884961,8
160	12756316,4	669608,947	13425925,3
200	4894564,91	1051535,63	5946100,55
250	2482982,78	1626903,49	4109886,28
315	1735287,88	2465128,55	4200416,42
400	1510759,54	3982132,53	5492892,07
500	1449538,12	6208283,9	7657822,02
630	1432760,46	9857425,25	11290185,7

le frais d'exploitation, le frais d'amortissement et le bilan pour la première variante sont représenté dans le graphiques suivant:

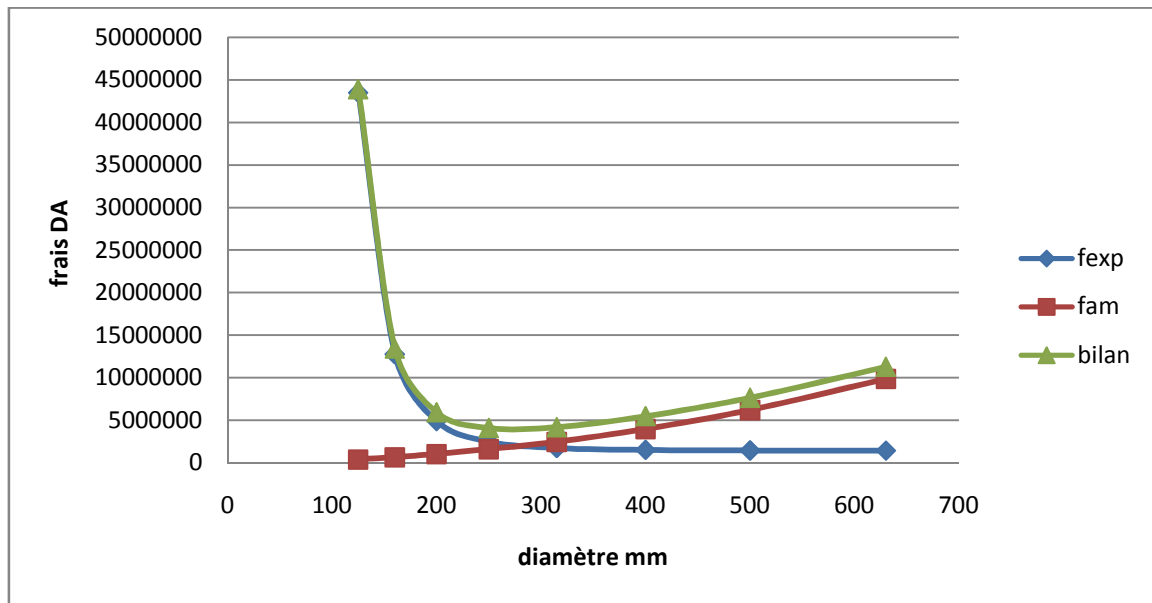


Figure 5-03 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement pour la première variante.

❖ **Deuxième variante:**

a. La conduite relie entre les deux station de pompage:

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés les tableaux suivants:

Tableau 5-05 : Calcul de la HMT pour la deuxième variante (S1-S2).

D (mm)	D _{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	ε (mm)	λ	L (m)	H (m)	Hg (m)	Hmt (m)
125	110,2	0,0609	6,38828741	0,0009	0,03594375	1788,38	1395,30544	0	1395,31
160	141	0,0609	3,90219898	0,0009	0,03322021	1788,38	376,063071	0	376,06
200	176,2	0,0609	2,49882492	0,0009	0,03101546	1788,38	115,213286	0	115,21
250	220,4	0,0609	1,59707185	0,0009	0,02901492	1788,38	35,1979506	0	35,20
315	277,6	0,0609	1,00672004	0,0009	0,02714862	1788,38	10,3897312	0	10,39
400	352,6	0,0609	0,62399774	0,0009	0,02539806	1788,38	2,93997029	0	2,94
500	440,6	0,0609	0,39963052	0,0009	0,02391519	1788,38	0,90866795	0	0,91
630	527,6	0,0609	0,2787007	0,0009	0,02280882	1788,38	0,35199201	0	0,35

Tableau 5-06 : calcul de frais d'exploitation pour la deuxième variante (S1-S2).

D (mm)	Q (m ³ /s)	P (KWatt)	E (KWh)	Fexpl (DA)
125	0,0609	1007,97574	8829867,47	20043799,2
160	0,0609	271,669873	2379828,08	5402209,75
200	0,0609	83,230663	729100,608	1655058,38
250	0,0609	25,4271783	222742,082	505624,526
315	0,0609	7,50559457	65749,0085	149250,249
400	0,0609	2,12384947	18604,9213	42233,1715
500	0,0609	0,65642634	5750,29477	13053,1691
630	0,0609	0,25428082	2227,49998	5056,42494

Tableau 5-07 : Calcul des frais d'amortissement pour la deuxième variante (S1-S2).

D (mm)	Prix (DA)	L (m)	Pt (DA)	Fam (DA)
125	1226,87	3752,13	4603375,73	409700,44
160	2005,18	3752,13	7523696,03	669608,947
200	3148,88	3752,13	11815007,1	1051535,63
250	4871,85	3752,13	18279814,5	1626903,49
315	7381,96	3752,13	27698073,6	2465128,55
400	11924,71	3752,13	44743062,1	3982132,53
500	18591,04	3752,13	69755998,9	6208283,9
630	29518,59	3752,13	110757587	9857425,25

b. Conduite relie entre la deuxième station de pompage et le réservoir:

Les différents calculs, pour la détermination de diamètre économique sont résumés les tableaux suivants:

Tableau 5-08 : Calcul de la HMT pour la deuxième variante (S2-R).

D (mm)	D _{int} (mm)	Q (m ³ /s)	V(m/s)	ε (mm)	λ	L (m)	H (m)	Hg (m)	Hmt (m)
125	110,2	0,0609	6,38828741	0,0009	0,03594375	1963,75	1532,13023	105	1637,13023
160	141	0,0609	3,90219898	0,0009	0,03322021	1963,75	412,940123	105	517,940123
200	176,2	0,0609	2,49882492	0,0009	0,03101546	1963,75	126,511195	105	231,511195
250	220,4	0,0609	1,59707185	0,0009	0,02901492	1963,75	38,6494903	105	143,64949
315	277,6	0,0609	1,00672004	0,0009	0,02714862	1963,75	11,4085567	105	116,408557
400	352,6	0,0609	0,62399774	0,0009	0,02539806	1963,75	3,22826617	105	108,228266
500	440,6	0,0609	0,39963052	0,0009	0,02391519	1963,75	0,99777267	105	105,997773
630	527,6	0,0609	0,2787007	0,0009	0,02280882	1963,75	0,38650864	105	105,386509

Tableau 5-09 : calcul de frais d'exploitation pour la deuxième variante (S2-R).

D (mm)	Q (m ³ /s)	P (KWatt)	E (KWh)	Fexpl (DA)
125	0,0609	1182,67119	10360199,7	23517653,2
160	0,0609	374,162575	3277664,16	7440297,64
200	0,0609	167,244863	1465065	3325697,55
250	0,0609	103,773121	909052,543	2063549,27
315	0,0609	84,0941325	736664,601	1672228,64
400	0,0609	78,1846491	684897,526	1554717,38
500	0,0609	76,5733293	670782,365	1522675,97
630	0,0609	76,1317491	666914,122	1513895,06

Tableau 5-10 : Calcul des frais d'amortissement pour la deuxième variante (S2-R).

D (mm)	Prix (DA)	L (m)	Pt (DA)	Fam (DA)
125	1226,87	3752,13	4603375,73	409700,44
160	2005,18	3752,13	7523696,03	669608,947
200	3148,88	3752,13	11815007,1	1051535,63
250	4871,85	3752,13	18279814,5	1626903,49
315	7381,96	3752,13	27698073,6	2465128,55
400	11924,71	3752,13	44743062,1	3982132,53
500	18591,04	3752,13	69755998,9	6208283,9
630	29518,59	3752,13	110757587	9857425,25

✓ Bilan des frais d'exploitation et d'investissement pour la deuxième variante .

Tableau 5-11 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement pour la deuxième variante .

D (mm)	Fexpl (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
125	43561452,4	819400,88	44380853,3
160	12842507,4	1339217,89	14181725,3
200	4980755,93	2103071,27	7083827,2
250	2569173,8	3253806,99	5822980,79
315	1672228,64	4930257,1	6602485,74
400	1596950,56	7964265,06	9561215,62
500	1535729,14	12416567,8	13952296,9
630	1518951,48	19714850,5	21233802

le frais d'exploitation, le frais d'amortissement et le bilan sont représenté dans le graphiques suivant:

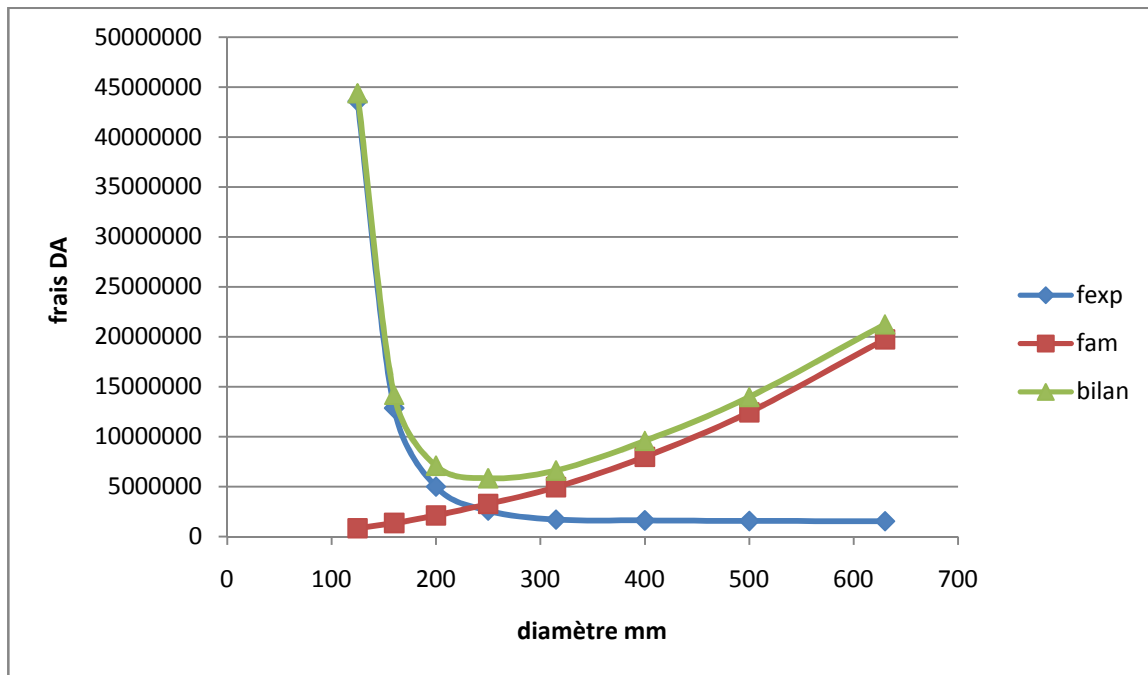


Figure 5-04 : Bilan des frais d'exploitation et d'investissement pour la deuxième variante.

Nous remarquons que le diamètre 250 mm est le diamètre le plus économique ainsi la première variante, donc nous choisissons la première variante avec le diamètre 250mm.

5.9. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons proposé deux variantes pour le tracé du conduite d'adduction d'eau potable à partir du forage pour alimenter le réservoir et donc notre zone d'étude et vu l'avantage présenté par la première variante c'est celle que nous avons choisi et nous l'avons dimensionnée à la base des conditions technico-économique et donnons le diamètre 250 pour cette conduite.

CHAPITRE 6

PROTECTION DE LA CONDUITE D'ADDUCTION CONTRE LE COUP DE BELIER

PROTECTION DE LA CONDUITE D'ADDUCTION CONTRE LE COUP DE BELIER

6.1. Introduction :

Les changements du régime permanent d'écoulement d'un fluide dans une conduite, entraînent souvent des brusques variations des pressions et donnent naissance à ce qu'on appelle les écoulements transitoires en charge qui engendrent le phénomène de coup de bélier dont la brutalité est susceptible d'entraîner les ruptures de tuyaux.

Le but de ce chapitre est de protéger la conduite de refoulement entre le forage et le réservoir de distribution contre ce phénomène, en étudiant un moyen propre à limiter ses effets.

6.2. Définition :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement.

Nous entendons aussi sous le terme « coup de bélier » un écoulement non permanent du liquide accompagné des variations pratiquement sensibles de la pression qui peuvent devenir dangereuses pour la tuyauterie. Ces variations résultent d'une perturbation des conditions permanentes d'écoulement.

C'est le nom que l'on donne à une onde de choc hydraulique, lorsqu'un liquide non compressible comme l'eau, est stoppé dans une canalisation. Autrement dit, c'est l'arrêt brutal de la circulation de l'eau lorsqu'un robinet (ou tout autre appareil) se ferme.

6.3. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire.
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement.
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP.
- Modification de la vitesse d'une pompe.
- Une variation du niveau d'un réservoir à une extrémité du réseau.
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier.
- La mise en marche ou la modification de l'opération d'une turbine.
- Une modification de position de vanne.
- Des Operations incontrôlées.

6.4. Conséquence de coup de bélier :

Les conséquences du coup de bélier sont très néfastes et dangereuses à cause de l'élévation de la pression jusqu'à des valeurs doubles et peuvent être plus.

6.4.1. Cas de forte pression :

Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la PMA de la conduite, il peut y avoir fissuration de cette dernière, et dislocation des joints.

6.4.2. Cas de pression négative :

Apparaît soit à la suite d'une forte pression, soit à la suite d'un arrêt brusque de la pompe. Si la pression devient inférieure à dix mce il y a implosion de la conduite, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.

6.4.3. Fatigue de la conduite :

L'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

L'importance de la surpression dépend de nombreux facteurs :

- Temps de fermeture des appareils.
- Longueur, diamètre et type de matériaux des canalisations
- Vitesse de l'eau.

6.5. Protection de la conduite de refoulement contre le coup de bélier :

Dans une installation où le risque de coup de bélier existe, il est nécessaire de définir les protections que l'on va introduire dans le système de façon à minimiser les effets à des niveaux raisonnables.

Le dimensionnement structurel des tuyauteries doit tenir aux surpressions et dépressions transitoires.

Parmi les systèmes et les équipements de protection contre le coup de bélier nous soulignons:

6.5.1. Volant d'inertie :

L'augmentation de l'inertie dans le groupe de pression permet d'allonger le temps d'arrêt, donc de diminuer les effets du coup de bélier. Pourtant son utilisation est limitée par la taille du volant.

6.5.2. Chambres d'air :

Ce sont des réservoirs fermés dont la partie supérieure contient de l'air ou du gaz inerte (en général, de l'azote) sous pression, et contenant un certain volume d'eau dans la partie inférieure.

Après l'arrêt des pompes, le réservoir se détend fournissant de l'eau à la tuyauterie de façon à réduire la chute de pression due au coup de bélier. Le flux se renverse par la suite, l'eau rentre dans le réservoir et le gaz est comprimé.

6.5.3. Réservoirs d'alimentation :

Ils sont différents des chambres d'équilibre, du fait que, durant le fonctionnement normal, ils sont isolés de la tuyauterie au moyen d'une vanne de rétention. Lorsque la tuyauterie au dessous du niveau d'eau du réservoir est en dépression, la vanne s'ouvre et alimente le flux, ce qui évite l'augmentation de la dépression.

Le réservoir est alimenté par un "bypass", à l'aide d'un flotteur.

Ils sont particulièrement adaptés pour protéger les points hauts de l'installation. Bien évidemment, le réservoir ne peut agir que lorsque la ligne de dépression descend au dessous du niveau d'eau du réservoir, après l'arrêt des groupes de pompage.

Remarque :

Dans ce projet, on propose comme moyen de protection des installations, le réservoir d'air pour les avantages qu'il présente :

- Il intervient dans la protection contre la surpression et la dépression;
- il est utilisé pour les moyennes et grandes hauteurs de refoulement ;
- Il est simple à installer ;
- Bon fonctionnement ;
- Bonne sécurité ;
- Pas de pertes d'eau.

6.6. Calcul des réservoirs d'air :

Pour dimensionner le réservoir d'air, on distingue deux méthodes qui sont la Méthode de Vibert et celle de Bergeron :

➤ Méthode de Vibert :

Cette méthode est bien adaptée pour les petites installations.

➤ Méthode de Bergeron :

La méthode de Bergeron est la plus répandue. Elle est fiable pour les petites et les grandes installations.

❖ Dans notre cas nous utilisons la méthode de Vibert.

❖ Dimensionnement des réservoirs d'air par la méthode de Vibert :

Nous calculerons la célérité d'onde à l'aide de la formule améliorée par Mr SALAH.B pour les conduites enterrées :

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

Avec :

C: célérité d'onde en (m/s)

K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 \cdot 10^9$ Pascal.

ρ : Masse volumique de l'eau ; $\rho = 1000 \text{ kg / m}^3$

E_m : module de Young du matériau de la conduite ; $E_m = 2 \cdot 10^{10}$ pascal pour le PEHD.

E_s : module de Young du sol ; $E_s = 2 \cdot 10^8$ Pascal.

ν_m : coefficient de poisson du matériau., $\nu_m = 0,46$ (PEHD),)

ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite. $\nu_s = 0.33$

e_m : Epaisseur de la conduite (m).

a : rayon intérieur de la conduite (m).

Après l'application numérique nous aurons :

$$C = 504.33 \text{ m/s}$$

- La charge tenant compte du coup de bélier :

$$Z = Hg + \frac{C \cdot V_0}{g}$$

Avec :

V_0 : vitesse moyenne de refoulement en (m/s).

g: l'accélération de pesanteur.

- La charge statique absolue:

$$Z_0 = Hg + 10$$

- La charge maximale absolue:

$$Z_{\max} = Z_0 + \frac{C \cdot V_0}{g}$$

On a:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{Z_{\max}}{Z_0} \\ h_0 = \frac{V_0^2}{2 \cdot g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Abaque de Vibert} \Rightarrow \frac{U_0}{LS}; \frac{Z_{\min}}{Z_0} \quad (\text{voir annexe})$$

D'autre part nous avons :

$$U_0 = \frac{U_0}{L \cdot S} \cdot L \cdot S$$

$$U_0 * Z_0 = U_{\max} * Z_{\min} \Rightarrow U_{\max} = \frac{U_0}{\frac{Z_{\min}}{Z_0}}$$

Avec : U_{\max} : volume du réservoir d'air.

Tableau 6 : Calcul de volume des réservoirs d'air de l'adduction par refoulement :

Z_0 (m)	Z_{\max} (m)	$\frac{Z_{\max}}{Z_0}$	V_0 (m/s)	g (m/s ²)	h_0 (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$	$\frac{U_0}{L * S}$	$\frac{Z_{\min}}{Z_0}$	U_0 (m ³)	U_{\max} (m ³)	Volume normalisé (L)
109	204.28	1.87	1.85	9,81	0.17505	0.0016	$1.5 * 10^{-2}$	0.68	1.23	2.05	3000

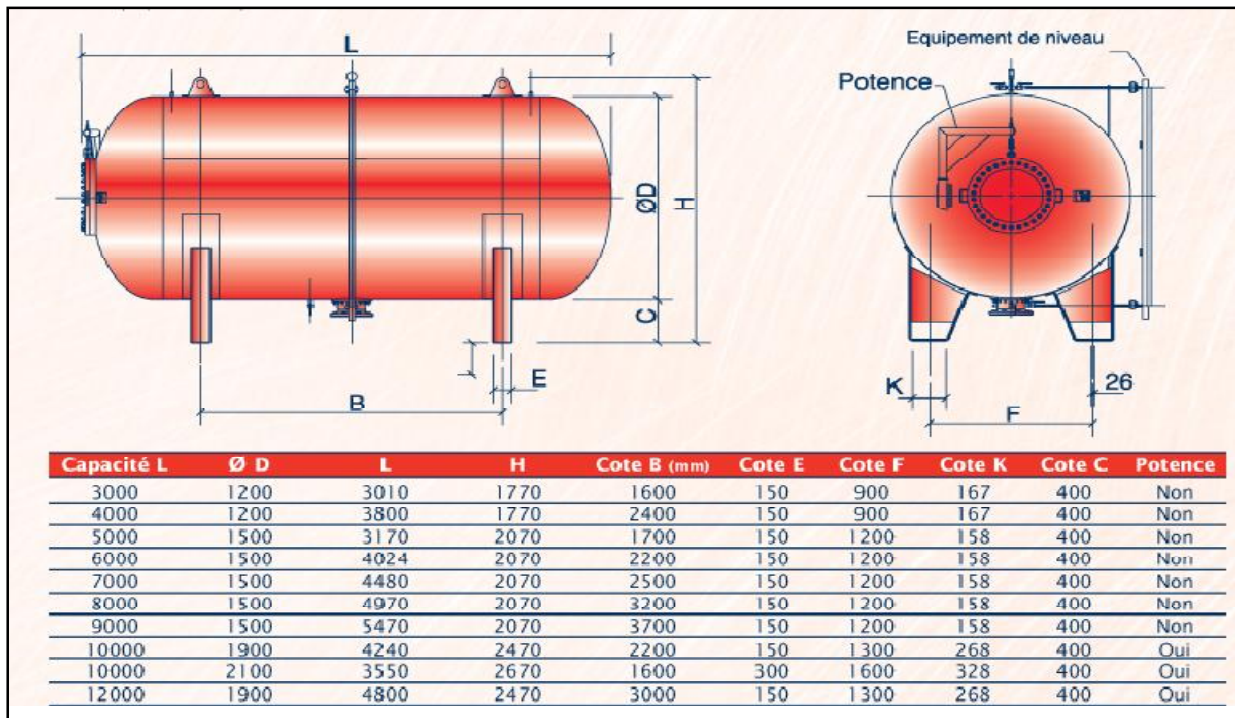


Figure 6 : Planche d'encombrement des réservoirs d'air Hydrofort CHARLATTE

6.7. Conclusion :

La protection contre le coup de bélier de la conduite reliant la station de pompage au réservoir tampon sera assurée au moyen d'un réservoir d'air de volume 3000 litres d'air.

CHAPITRE 7

ORGANISATION DE CHANTIER ET SECURITE DE TRAVAIL

ORGANISATION DE CHANTIER ET SECURITE DE TRAVAIL

7.1. Organisation de chantier :

7.1.1.Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

7.1.2. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :

➤ Matérialisation :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacées de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes.

La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

➤ Nivellement :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul, on détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

7.1.3. Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

➤ Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.

➤ Excavation :

Selon les caractéristiques du terrain ; l'excavation sera réalisée mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée a excavée doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée « Htr »
- La largeur de la tranchée « b »

a) La profondeur (Htr)

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.
Elle est donnée 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 à la surface du sol et égal à 0.8 m ;
- h1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

b) Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

Avec :

- b : largeur de la tranchée (m)
- D : diamètre de la conduite (m).

➤ **Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation**

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

a) **Pelle équipée en rétro**

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux.

b) **Pelle équipée en butée**

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro à roue pneumatique pour atteindre un rendement optimal.

Pour déterminer les caractéristiques de la pelle, nous devons calculer le volume total à excaver pour notre réseau.

Les différents calculs sont représentés dans les tableaux suivants :

a) Cas du réseau de distribution :

Tableau 7-01: Calcul du volume à excaver dans le réseau de distribution

Conduite	longueur (m)	Diamètre (mm)	Profondeur (m)	Largeur (m)	S (m ²)	V (m ³)
P-1	42	200	1,15	0,8	0,920	38,640
P-2	290	250	1,2	0,85	1,020	295,800
P-3	89	250	1,2	0,85	1,020	90,780
P-4	273	250	1,2	0,85	1,020	278,460
P-5	59	32	0,982	0,632	0,621	36,617
P-6	260	125	1,075	0,725	0,779	202,638
P-7	144	200	1,15	0,8	0,920	132,480
P-8	314	200	1,15	0,8	0,920	288,880
P-9	160	200	1,15	0,8	0,920	147,200
P-10	473	63	1,013	0,663	0,672	317,676
P-11	411	50	1	0,65	0,650	267,150
P-12	197	40	0,99	0,64	0,634	124,819
P-13	442	63	1,013	0,663	0,672	296,856
P-14	250	40	0,99	0,64	0,634	158,400
P-15	220	75	1,025	0,675	0,692	152,213
P-16	284	200	1,15	0,8	0,920	261,280
P-17	522	75	1,025	0,675	0,692	361,159
P-18	281	63	1,013	0,663	0,672	188,725
P-19	483	63	1,013	0,663	0,672	324,392
P-20	352	90	1,04	0,69	0,718	252,595
P-21	327	32	0,982	0,632	0,621	202,944
P-22	832	90	1,04	0,69	0,718	597,043
P-23	150	160	1,11	0,76	0,844	126,540
P-27	405	50	1	0,65	0,650	263,250
P-28	97	32	0,982	0,632	0,621	60,201
P-29	344	160	1,11	0,76	0,844	290,198
P-30	309	110	1,06	0,71	0,753	232,553
P-31	184	40	0,99	0,64	0,634	116,582
P-32	197	63	1,013	0,663	0,672	132,309
P-33	113	32	0,982	0,632	0,621	70,131
P-34	199	40	0,99	0,64	0,634	126,086
P-35	325	315	1,265	0,915	1,157	376,179
P-36	264	32	0,982	0,632	0,621	163,845
P-37	190	315	1,265	0,915	1,157	219,920
P-38	91	20	0,97	0,62	0,601	54,727
P-39	63	315	1,265	0,915	1,157	72,921
P-40	167	25	0,975	0,625	0,609	101,766

Suite de tableau 7-01 :

P-41	241	315	1,265	0,915	1,157	278,951
P-42	66	250	1,2	0,85	1,020	67,320
P-43	133	250	1,2	0,85	1,020	135,660
P-44	230	32	0,982	0,632	0,621	142,744
P-45	230	40	0,99	0,64	0,634	145,728
P-46	494	75	1,025	0,675	0,692	341,786
P-47	254	75	1,025	0,675	0,692	175,736
P-48	95	25	0,975	0,625	0,609	57,891
P-49	136	75	1,025	0,675	0,692	94,095
P-50	200	40	0,99	0,64	0,634	126,720
P-51	185	75	1,025	0,675	0,692	127,997
P-52	222	32	0,982	0,632	0,621	137,779
P-53	162	40	0,99	0,64	0,634	102,643
P-54	97	25	0,975	0,625	0,609	59,109
P-56	210	63	1,013	0,663	0,672	141,040
P-57	148	32	0,982	0,632	0,621	91,852
P-58	163	125	1,075	0,725	0,779	127,038
P-59	189	90	1,04	0,69	0,718	135,626
P-60	299	40	0,99	0,64	0,634	189,446
P-61	325	40	0,99	0,64	0,634	205,920
P-62	58	250	1,2	0,85	1,020	59,160
P-63	893	200	1,15	0,8	0,920	821,560
P-64	1334	63	1,013	0,663	0,672	895,940
P-66	205	25	0,975	0,625	0,609	124,922
P-67	379	32	0,982	0,632	0,621	235,216
P-68	81	25	0,975	0,625	0,609	49,359

Tableau 7-02 : Calcul du volume à excaver dans la conduite d'adduction

longueur (m)	Diamètre (mm)	Profondeur (m)	Largeur (m)	S (m ²)	V (m ³)
3752,13	250	1,2	0,85	1,02	3827,173

Tableau 7-03 : Calcul du volume total à excaver

V _{réseau} (m ³)	V _{adduction} (m ³)	V _{total} (m ³)
12495,194	3827,173	16322,367

D'après ce tableau, le volume total à excaver est : **16322,367 m³**.
 A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle en rétro.

Tableau 7 -04 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

Volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m ³)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

Comme le volume total est supérieur à 10000 m³, on opte pour une pelle avec une capacité du gobet égale à 0,6 m³.

c) Rendement d'exploitation de la pelle choisie

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$Rp = \frac{3600 * q * Kr * Kt}{Tc * Kf}$$

Avec :

q : Capacité du gobet 0,6 m³.

Kr : Coefficient de remplissage du gobet Kr = 0,8 - 0,9 on prend Kr = 0,8.

Kt : Coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de l'habilité du conducteur: Kt = 0,7- 0,9 prenons Kt = 0,8

Kf : Coefficient de foisonnement du sol Kf = 1,2.

Tc : La durée d'un cycle de remplissage du gobet Tc= (15-30) s, on prend Tc =20 s.

Après l'application numérique on trouve :

$$Rp=57,6 \text{ m}^3/\text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour Rp=460,8 m³/j.

d) La durée d'excavation

Connaissant le volume de terre à excaver et le rendement de l'engin le temps d'exploitation sera :

$$T = \frac{V}{Rp}$$

Avec :

V : volume du sol excavé (m³)

RP : capacité du godet en jour (m^3/jour)

Donc on trouve

$T=36 \text{ j}$

e) Aménagement du lit de pose des conduites

Avant la pose des conduites, on procédera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable , ce lit de sable est à une épaisseur d'environ 20 cm (pour notre cas nous avons pris 15 cm).

7.1.4 .Pose des conduites

Avant la descente des conduites dans la fouille, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille.

Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour opérer correctement.

7.1.5. Epreuve de joint et de la canalisation :

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

7.1.6. Remblaiement de la tranchée :

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée doit être effectuée manuellement on utilisant la terre des déblais (tout élément indésirable étant exclu).

➤ l'engin Pour le remblaiement des tranchées

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

7.1.8. Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de savoir comment faire les travaux pour réaliser un réseau d'alimentation en eau potable sur chantier dans les meilleures conditions et le bon fonctionnement.

7.2. Sécurité de travail :

7.2.1. Introduction :

D'après les statistiques du Bureau international du Travail (BIT), il se produit chaque année dans le monde 120 millions d'accidents du travail, dont 210 000 sont mortels. Chaque jour, plus de 500 hommes et femmes ne rentrent pas chez eux parce qu'ils ont été tués dans un accident du travail. Ces chiffres, spectaculaires, retiennent fort peu l'attention du public. Malgré les pertes économiques qu'ils infligent aux Etats, aux entreprises et aux particuliers, les accidents du travail ne font guère parler d'eux.

Dans ce chapitre, on essaie de traiter ce problème et donner quelques mesures préventives pour éviter les causes des accidents.

7.2.2. Définition :

La santé et sécurité au travail désigne diverses disciplines visant à supprimer ou à limiter certains effets nuisibles du travail sur l'être humain (santé physique ou mentale) et sur son environnement (santé environnementale).

Ces notions, apparues relativement récemment dans le champ du droit du travail au XIXe avec le développement industriel autour duquel s'est progressivement construit le droit du travail, ont été mises en œuvre avec des premières mesures de protection au bénéfice des travailleurs les plus vulnérables : les femmes et les enfants. L'appellation « santé et sécurité au travail » désigne ce qu'on appelait autrefois « hygiène, sécurité et conditions de travail ».

7.2.3. Le coût des maladies et accidents professionnels

Les accidents ou maladies professionnels sont très coûteux et peuvent avoir de nombreux effets graves, directs et indirects, sur la vie des travailleurs et leur famille. Pour les travailleurs, le coût direct d'une blessure ou d'une maladie comprend :

- la souffrance due à la blessure ou à la maladie;
- la perte de revenus;
- le risque de perdre son emploi;
- le coût du traitement médical.

Il est estimé que le coût indirect d'un accident ou d'une maladie peut atteindre quatre à dix fois le montant du coût direct, voire plus. Une maladie ou un accident du travail peut entraîner tellement de coûts indirects pour les travailleurs qu'il est souvent difficile de les mesurer. L'un des plus évidents est la souffrance causée à la famille du travailleur, qu'aucune indemnité ne peut compenser.

Il est estimé que le coût des accidents ou maladies du travail est également énorme pour les employeurs. Pour une petite entreprise, le coût d'un seul accident peut être une catastrophe financière. Les coûts directs pour les employeurs sont notamment:

- paiement du travail non effectué;
- frais médicaux et indemnités;
- remplacement ou réparation des machines et équipements endommagés;
- réduction ou arrêt temporaire de la production;
- accroissement des dépenses de formation et d'administration;
- éventuelle réduction de la qualité du travail;
- effet négatif sur le moral des autres travailleurs.

Les coûts indirects sont les suivants:

- le travailleur blessé ou malade doit être remplacé;
- un nouveau travailleur doit être formé et il faut lui laisser le temps de s'adapter;
- il faut un certain temps que le nouveau travailleur soit aussi productif que l'ancien;
- il faut consacrer du temps aux enquêtes obligatoires, à l'établissement de rapports et à diverses formalités;
- les accidents préoccupent souvent les autres travailleurs et ont une influence négative sur les relations entre travailleurs et employeurs;
- l'existence de mauvaises conditions d'hygiène et de sécurité sur le lieu de travail peut aussi donner une image négative de l'entreprise.

Globalement, le coût de la plupart des accidents ou maladies liés au travail pour les travailleurs et leur famille et pour les employeurs est très élevé.

A l'échelle d'un pays, on estime que le coût des accidents et maladies professionnels peut atteindre 3 à 4 pour cent du produit national brut. En réalité, nul ne connaît vraiment le coût total des accidents ou maladies professionnels en raison de la multitude des coûts indirects qu'il est difficile de mesurer.

7.2. 4. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

a) Conditions de travail dangereuses

- Absence de ou mauvaise composants de sécurité sur une machine.
- Protections inadéquates ou fausse sécurité.
- Nombre trop important de travailleurs occupés à un même poste de travail; programmation irréfléchie du travail et mauvaise composition des équipes.
- Manque d'ordre et de propreté.
- Eclairage et/ou aération inefficace ou totalement inexistant(e).

- Contrôle inefficace du transport interne.
- Signalisation inadéquate ou tout à fait manquante.
- Mauvaise protection ou protection inexistante des installations.
- Méthodes et/ou procédures de travail dangereuses.
- Absence de consignes de sécurité.
- Utilisation d'outillage ou d'équipements inadéquats ou en mauvais état.
- Absence d'équipements de protection collective ou individuelle ou utilisation inadaptés.
- Utilisation inefficace d'échelles ou d'échelles en mauvais état.
- Empilage défectueux de matériaux.
- Utilisation d'échafaudages en mauvais état ou Usage incorrect.
- Présence d'ouvertures dangereuses dans le sol.
- Absence de protection contre les chutes d'objets.
- Absence de protection ou de signalisation au niveau des tranchées et des talus.
- Absence de blindage - blindage inadapté.
- Absence de mise à la terre.
- Absence d'isolation électrique.
- Câbles et/ou raccordements électriques accessibles.

b) Actions dangereuses :

- Utilisation fautive de l'équipement de protection.
- Exécution de missions non attribuées.
- Commande de machines sans autorisation.
- Non-respect des consignes de sécurité et de la méthode de travail prescrite.
- Omission de remédier à un risque ou de mentionner une situation dangereuse.
- Décrochage ou déplacement imprévu d'une charge.
- Mise en marche ou arrêt imprévu de véhicules ou d'autres équipements de travail.
- Mise hors service des équipements de sécurité.
- Utilisation de matériaux ou d'équipements non destinés aux activités.
- Surcharge des appareils.*Exécution de travaux d'entretien sur des appareils en service.
- Exécution de tâches à un rythme et à une vitesse inadéquate.
- Action de jeter des matériaux plutôt que de les transmettre.
- Conduite de véhicules sur le chantier à des vitesses dangereuses.
- Action de se rendre sous des charges suspendues.
- Absence d'observation de la signalisation de sécurité.
- Comportement inadéquat (distraire quelqu'un, faire peur à quelqu'un, caractère joueur, etc.).
- Consommation de boissons alcoolisées ou de stupéfiants.
- Surestimation de ses propres capacités physiques.
- Réactions trop lentes ou trop hâtives.
- Exécution distraite du travail.
- Témérité ou négligence des consignes de sécurité.

7.2. 5.Préventives pour éviter les causes des accidents :

Pour éviter toute possibilité que les accidents se produisent il faut qu'on ait pris l'attention de ces conditions et actions dangereuses et aussi suivez quelque consigne comme suit :

a) Protection individuelle :

Les dispositifs de protection individuelle (casque, gant, chaussures, lunettes protectrices,...etc.) sont indispensables pour la protection contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions.

b) Protection collective :

➤ Engin de levage :

La grue, pipelayers et d'autres engins par leurs précisions et possibilités de manutention variées constituent le poste de travail où la sécurité n'admet pas moindre négligence alors le technicien responsable veillera à :

- affecter des personnels compétents.
- Remblayer le plus rapidement possible les pentes de talus, des fouilles longeant la voie, dès que l'ouvrage sort de la terre.
- Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

➤ Equipement de mise en œuvre du béton :

Pour cet équipement vu son rôle important, le responsable en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Orientation rationnelle de la bétonnière.
- Implantation sérieuse et précise de tout équipement (silo, goulettes...etc.)
- Affectation rigoureuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.
- Application stricte des règlements de sécurité.

➤ Appareillages électriques :

Pour limiter, si non éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doivent être que par des électriciens qualifiés.

➤ Autres protections :

- Toute tranchée creusée en agglomération ou sur route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chutes de personnes et d'engins).

- Eliminer les surcharges en bordures des fouilles.
- Les travailleurs œuvrant à la pioche ou à la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

7.2. 6. Les avantages de la sécurité de travail :

- diminuer les accidents et les maladies professionnelles,
- assurer la prévention et la protection des salariés et des salariés des entreprises extérieures,
- agir sur les situations dangereuses pour éviter l'accident,
- améliorer la gestion de la santé-sécurité,
- favoriser et pérenniser les bonnes pratiques,
- améliorer la motivation du personnel et les conditions de travail,
- donner un moyen de contrôle de la gestion en place.

7.2.7. Conclusion :

Dans tous les métiers, les travailleurs peuvent être exposés à une multitude de risques sur le lieu de travail. Les mesures d'hygiène et de sécurité s'attaquent à tout l'éventail des dangers présents sur le lieu de travail, de la prévention des accidents à des dangers plus insidieux comme les vapeurs toxiques, la poussière, le bruit, la chaleur, le stress, etc. Les programmes de santé et de sécurité doivent viser à prévenir les maladies et accidents liés au travail plutôt qu'à résoudre les problèmes a posteriori.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale :

A travers ce travail, nous avons fait une étude du projet d'alimentation en eau potable pour répondre aux besoins en eau de la commune d'El Djamaa Beni Hbib.

En premier lieu nous avons présenté la zone de notre étude, et donné un aperçu sur la situation hydraulique où nous avons constaté qu'un nouveau réseau est indispensable pour alimenter cette commune.

Ensuite, nous avons calculé la demande totale en eau potable de l'agglomération concernée en prenant en considération les fuites et le gaspillage, alors nous avons trouvé que les besoins sont 61L/s.

Nous avons dimensionné le réseau de distribution à l'aide du logiciel Watercad proposons une ossature mixte qui s'adapte mieux avec la répartition de l'agglomération sur la zone d'étude et nous avons implanté un nouveau réservoir de 500m³ pour assurer le meilleur fonctionnement du réseau.

Notre adduction est faite par refoulement puisque le forage se trouve au point bas par rapport au réservoir, nous avons fait une étude technico-économique et choisissons une conduite en PEHD de diamètre de 250mm.

Et aussi nous avons protégé notre conduite d'adduction contre le coup de bélier à l'aide du réservoir d'air de 3000m³.

En fin, nous avons cité les différentes étapes pour poser les conduites et dans une courte durée et aussi les préventives pour éviter les causes des accidents et assurer les travailleurs.

ANNEXES

Annexe (I) : Répartition horaire du débit maximum journalier.

Heures	Nombre d'habitants				Agg.de type rural
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	
00-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-00	1	1.5	3.3	3.7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

(Source : Le catalogue de SALAH.B)

ABAQUE

DE M. VIBERT

POUR LE CALCUL SIMPLIFIÉ
DES RÉSERVOIRS D'AIR

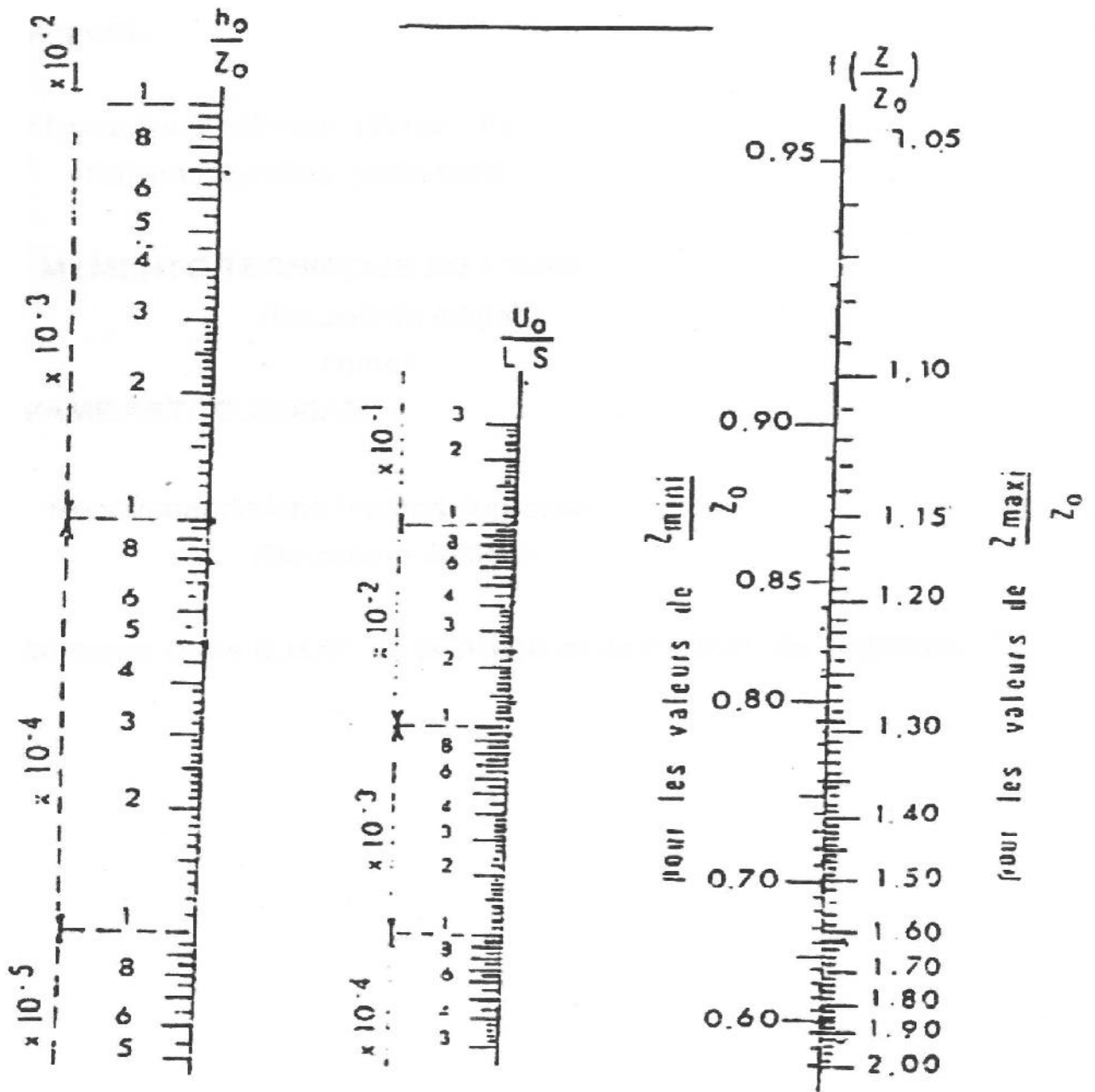


PLANCHE XXVII

BIBLIOGRAPHIE

[1] B. SALAH Cours d'Alimentation en Eau Potable

[2] Programme solidarité Eau .cours d'approvisionnement en eau potable ZOUNGRANA 2003

http://www.pseau.org/outils/ouvrages/2ie_cours_d_approvisionnement_en_eau_potable_zoungrana_2003.pdf (2-5-2016)

[3] FUTURA-SCIENCE. Adduction d'eau

<http://www.futura-sciences.com/magazines/maison/infos/dico/d/maison-adduction-eau-10491/> (19-5-2016)

[4] Mémoire on line. optimisation multicritère pour la gestion d'un réseau d'aep

http://www.memoireonline.com/05/08/1141/m_optimisation-multicritere-gestion-AEP1.html (7-5-2016)

[5] MECHERI,A Diagnostic et conception de réseau d'alimentation en eau potable de la ville du BIR KASDALI (W.BORDJ BOU ARRERIDJ).mémoire fin d'étude ,ENSH :Blida ,2011.

[6] RAMOUL,S Modélisation numérique des écoulements transitoires dans les conduites en charge a géométrie complexe. thèse magister, Université Hadj Lakhdar: Batna,2014.

[7] Wikipedia. santé et sécurité de travail

https://fr.wikipedia.org/wiki/Sant%C3%A9_et_s%C3%A9curit%C3%A9_au_travail (2-7-2016)

[8] Organisation internationale du travail. Introduction à la santé et sécurité de travail

http://training.itcilo.it/actrav_cdrom2/fr/osh/intro/introduc.htm (2-7-2016)