



Faculté de Technologie
Département d'**Hydraulique**

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

AMMOUCHE Messaoud

SEBTI Abdelhafid

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : Hydraulique Urbaine

INTITULE :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE
CHORFA
A PARTIR DE BARRAGE TILES DITE
(Wilaya de BOUIRA)

Soutenu le **14 /10/2020** Devant le jury composé de :

- Président : **Mr. ALLOUACHE A.**
- Promoteur (s): **Mme. BOUNAB N.**
- Examineur (s): **Mr. SAOU A.**

Remerciements

Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et santé pour faire ce modeste travail.

Il nous est agréable d'exprimer nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à Mme BOUNAB.N de nous avoir encadrés. Nous lui exprimons notre reconnaissance pour ses précieux conseils qui nous ont guidés dans l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude.

Aussi tous nos remerciements et notre profonde gratitude à MOKHNACE.M (directeur de la CTH BOUIRA), M. GAWA. S (CTH BOUIRA) pour la disponibilité qu'ils ont affichée à notre égard afin de mener à bien ce travail.

Notre gratitude va particulièrement à tous nos enseignants du département d'hydraulique Bejaïa

J'adresse également mes sincères remerciements à :

M. ALLOUACHE. A qui nous a fait l'honneur de présider notre jury.

Aux membres de jury :

- M. SAOU. A

Qui m'ont fait l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en guise d'amour, du respect et de reconnaissance à :

Mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance

Ma très chère sœur Alicia

Mes frères Anis, Wassim, Amine

Mes chers grands parents.

Mes adorables tantes et oncles.

A mon binôme et sa famille

Tous mes amis (es)

Tous les enseignants qui m'ont suivi depuis l'école primaire jusqu'à ma dernière année à l'université.

MESSAOUD

Dédicaces

*Je dédie ce travail en signe de reconnaissance et du respect :
Avant tout à mes chers parents, pour tous les sacrifices qu'ils
Ont consenti à mon égard et qui m'ont soutenus durant toutes ces années
de formations.*

A mes frères : Halim, Sara, Hadjer, Amine

A ma grande mère à qui je souhaite une bonne santé et une longue vie

A toute la famille SEBTI.

A tous mes proches et tous mes amis (es); spécialement,

*Rafik, Abdou, Walid, Oussama, youcef
Amine, Souheib, Alaa, Elvi, Fariza, Anis*

A mon binôme et sa famille

A tous ceux qui me sont très chers.

Abdelhafid

Sommaire :

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation du site	2
I.1 présentation de la région:	2
I.1.1 Situation géographique :	2
I.1.2 situation Administrative :	2
I.1.3 Situation topographique :	3
I.1.4 Situation climatique :	3
I.1.5 Le réseau hydrographique :	3
I.1.6 Situation démographique :	3
I.8 Conclusion :	3
Chapitre II : Estimation des besoins	4
II.1 Introduction :	4
II.2 Estimation des besoins en eau :	4
II.3 Situation démographique future :	4
II.4 La consommation moyenne journalière :	5
II.5 Les équipements existants :	6
II.6 Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins :	7
II.6.1 Les besoin domestique :	7
II.6.2 Les besoin Administratifs :	8
II.6.3 Les besoin scolaire :	8
II.6.4 Besoin sanitaire :	9
II.6.5 Besoin socioculturel :	9
II.7 la consommation moyenne journalière :	10

II.8 Majoration de la consommation moyenne journalière :	11
II.9 Variation de la consommation horaire :.....	12
II.9.1 Coefficient de variation horaire maximale $K_{max h}$:.....	12
II.9.2 Coefficient de variation horaire minimale $K_{min h}$:	13
II.9.3 Evaluation de la consommation horaire :	14
II.10 Conclusion :.....	17
Chapitre III : Les Réservoirs	18
III.1 Introduction :.....	18
III.2 Définition des réservoirs :.....	18
III.3 Les rôles du réservoir :	18
III.4 Fonction générales des réservoirs :	18
III.5 Classification des réservoirs :	18
III.5.1 Selon les matériaux de construction :	18
III.5.2 Selon les conditions topographiques :.....	19
III.5.3 Selon l'utilisation :.....	19
III.5.4 Selon la forme :.....	19
III.6 Emplacement des réservoirs	19
III.7 Equipements des réservoirs :	19
III.7.1 Conduite d'adduction :.....	19
III.7.2 Conduite de distribution.....	20
III.7.3 Conduite de trop-plein :	20
III.7.4 Conduite de vidange :	20
III.7.5 Conduite by-pass	21
III.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :	21
III.8 Capacité du réservoir :.....	22
III.8.1 La méthode analytique :.....	22

III.8.2 Méthode graphique :	23
III.9 Détermination de la capacité des réservoirs :	23
III.9.1 Dimensionnement de la SR2-2 :	23
III.9.2 Dimensionnement du réservoir de Chorfa (chef lieu) R9 :	24
III.9.3 Dimensionnement du réservoir de Tiksiredane R10 :	25
III.10 Conclusion :	26
Chapitre IV : Adduction	27
IV.1 Introduction :	27
IV.2 Topologie des systèmes d'adduction :	27
IV.3 Choix de trace :	27
IV.4 Choix des types des conduites :	27
IV.5 Dimensionnement des conduites :	28
IV.5.1 Cas de refoulement :	28
IV.5.2 Cas gravitaire :	29
IV.5.3 Calcul de la vitesse :	29
IV.6 Calcul des pertes de charge :	29
IV.6.1 Pertes de charge linéaire :	29
IV.6.2 Les pertes de charge singulières :	31
IV.6.3 Les pertes de charge totales :	31
IV.7 Calcul Hydraulique :	32
IV.7.1 Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT) :	32
IV.7.2 Puissance absorbée par la pompe :	32
IV.7.3 Energie consommée par la pompe :	32
IV.7.4 Prix d'énergie (Frais d'exploitation) :	32
IV.7.5 Frais d'amortissement :	33
IV.7.6 Calcul du bilan :	33

IV.8 Equipements de l'adduction :	33
IV.8.1 Robinet et vanne :	33
IV.8.2 Ventouses :	34
IV.8.3 Vidange :	34
IV.9 Description de schéma général d adduction :	34
IV.10 Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons :	35
IV.10.1 Tronçon T3- SP2-2 :	35
IV.10.2 Tronçon Sp2-2-R9 (Chorfa) :	35
IV.10.3 Tronçon Sp3-R10 (tiksiredane) :	37
IV.11 Conclusion :	37
Chapitre V : Pompes et station de pompage.....	38
V.1 Introduction :	38
V.2 Classification des pompes :	38
V.3 Choix de la pompe :	40
V.4 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge :	40
V.4.1 Le débit de pompage (Q) :	40
V.4.2 La vitesse de rotation (N) :	40
V.4.3 Hmt (Hauteur manométrique total) :	40
V.4.4 Les puissances utiles et absorbées :	41
V.4.5 Le rendement de la pompe :	41
V.5 Courbes caractéristiques des pompes :	41
V.5.1 La courbe hauteur :	41
V.5.2 La courbe puissance :	41
V.5.3 La courbe rendement-débit [$\eta = f(Q)$] :	41
V.5.4 La courbe NPSH -débit [$NPSH = f(Q)$] :	41
V.6 Couplage des pompes :	42

V.6.1 Pompe en parallèle :	42
V.6.2 Couplage en série:	43
V.7 Point de fonctionnement :	43
V.7.1 Recherche du point de fonctionnement :	43
V.7.2 Réalisations du point de fonctionnement désire :	44
V.8 Etude de la cavitation :	44
V.9 Choix des pompes du projet :	46
V.9.1 Tronçon SP2-2-R9 :	46
V.9.2 Tronçon SP3-R10:	47
V.10 Conclusion :	48
Chapitre VI : Protection et pose des conduites	49
VI.1 Introduction :	49
VI.2 La Protection des conduites contre le Coup de Béliet :	49
VI.2.1 Introduction :	49
VI.2.2 Causes du coup de Béliet :	49
VI.2.3 Conséquences du phénomène :	49
VI.2.4 Analyse physique du phénomène du coup de béliet :	49
VI.2.5 Moyens de protection contre le coup de béliet :	51
VI.2.6 Etude du coup de béliet :	53
VI.3 Pose des canalisations	56
VI.3.1 Introduction:	56
VI.3.2 Les actions reçues par les conduites:	56
VI.3.3 Exécution des travaux:	57
VI.3.4 Vérification manutention des canalisations:	57
VI.3.5 Aménagement du lit de pose :	58
VI.3.6 Nettoyage des conduites :	59

VI.3.7 Surveillance et entretien du réseau :.....	59
VI.4 Conclusion :	60
Conclusion générale	61

Liste des Tableaux

Tableau (I.2) : les pentes de la commune	3
Tableau II-01 : Evaluation de la population aux différents horizons	4
Tableau II-02 : Equipements existants	6
Tableau II-03 : Besoins domestiques à différents horizons pour les deux localités.....	7
Tableau II-04 : Besoins administratifs	8
Tableau II-05 : Besoins scolaires	8
Tableau II-06 : Besoins sanitaires	9
Tableau II-07 : Besoins socioculturel	9
Tableau II-08 : récapitulation des besoins à l'horizon 2045	10
Tableau II-09 : Majoration de la consommation moyenne journalière	11
Tableau II-10 : variation de la consommation journalière	12
Tableau II-11 : valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants	12
Tableau II-12: Détermination des valeurs des coefficients K_{max} h en fonction du Nombre d'habitant	13
Tableau II-13 : valeurs du coefficient β_{min} en fonction du nombre d'habitants	13
Tableau II-14: Détermination des valeurs des coefficients K_{max} h en fonction du Nombre d'habitant.....	14
Tableau II-15 : Variation des débits horaires de Chorfa	15
Tableau II-16 : Variation des débits horaires de Tiksidirane	16
Tableau (III.1) : Dimensionnement du réservoir R9 Chorfa (chef lieu)	24
Tableau (III.2) : Dimensionnement du réservoir R10 Tiksiridane	25
Tableau (IV-1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon T3-SP2-2	35
Tableau (IV-2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SP2-2-R9	36
Tableau (IV-3) : Frais d'exploitation de la station de pompage SP2-2	36
Tableau (IV-4) : Frais d'amortissement de la conduite SP2-2-R9	36
Tableau (IV-5) : Bilan global des frais du tronçon SP2-2-R9.....	36
Tableau (IV-6) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SP3-R10	37
Tableau (V-1) : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température.....	45
Tableau (VI-01) : Récapitulatif des résultats du coup de bélier.	56

Liste des Figures

Figure (I-1): Carte administrative d'wilaya de BOUIRA	2
Figure (II. 1) : Graphe de l'évolution de la population	5
Figure (II. 2): Variation des débits horaires de Chorfa	17
Figure (II. 3): Variation des débits horaires de Tiksidirane	17
Figure (III-1) : conduite d'adduction	20
Figure (III-2) : conduite de distribution	20
Figure (III-3) : Conduite by-pass.....	21
Figure (III-4) : Equipements hydrauliques d'un réservoir	21
Figure (IV-1) : schéma général d'adduction	34
Figure(V.1) : Roues mobiles de machines centrifuge, hélico centrifuge et axiale	39
Figure(V.2) : Pompes montées en charge et en aspiration	39
Figure(V.3) : Pompes à axe horizontal	39
Figure(V.4) : Pompes à axe vertical	39
Figure(V.5) : Les courbes caractéristiques d'une pompe.	42
Figure (V.6) : Couplage des pompes en parallèle.	42
Figure (V.7) : Couplage des pompes en série	43
Figure (V.8): point de fonctionnement d'une pompe	43
Figure (V.9): Érosion par cavitation d'une roue de pompe centrifuge.....	45
Figure (V-10) : le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SP 2-2	46
Figure (V-11) : le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SP3	47
Figure (VI-1) : dispositif pratique du phénomène	49
Figure (VI-2) : Phases de propagation de l'onde du coup de bélier	50
Figure (VI-3) : soupape de décharge	51
Figure (VI-4) : cheminé d'équilibre.	52
Figure (VI.6): Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air	53
Figure (VI.7) : Les valeurs de la surpression dans les conduites gravitaires	54
Figure (VI.8) : Les valeurs de la dépression dans les conduites de refoulement.....	55
Figure (VI.9) : Butée sur coude horizontal.....	60
Figure (VI.10) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement.	60

Liste des symboles

P_n : population future prise à l'horizon considéré.

P₀ : population de l'année de référence (hab).

T : taux d'accroissement annuel de la population.

n : nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière (m³/j) ;

q : la dotation moyenne journalière (l/hab.j).

Q_{moy j maj} : Débit moyen journalier majoré (m³/j).

K_f : coefficient de fuite.

Q_{max j} : Débit maximal journalier (m³/j).

Q_{min j} : Débit minimal journalier (m³/j).

K_{max j} : coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville.

K_{minj} : coefficient d'irrégularité minimal.

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail.

β_{max} : coefficient dépend du nombre d'habitants.

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail.

β_{min} : coefficient dépend du nombre d'habitants.

V_T : Capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : Volume d'incendie estimé à 120 (m³)

R_{max} : Résidu maximal journalier (%)

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m³)

S : Section du réservoir (m²)

D : Diamètre de la cuve (m)

h : Hauteur d'eau (m)

V_{min} : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.

V_{max} : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.

D_{min} : Diamètre minimal de la conduite en (m).

D_{max} : Diamètre maximale de la conduite en (m).

Q : Débit que doit faire transiter la conduite en (m³/s).

HL : Pertes de charge linéaires (m) ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

J : Gradient de perte de charge par mètre linéaire (m/ml).

D : Diamètre de la conduite (m) ;

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

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

λ : Coefficient de pertes de charge.

K : Rugosité de la conduite en (mm) ;

D : Diamètre de la conduite en (mm) ;

Re : Nombre de Reynolds.

α : Coefficient de vieillissement des conduite

K₀ : Rugosité absolue de la conduite neuve ;

t : Temps de service

μ : Viscosité cinématique de l'eau

H_s : Pertes de charge singulières (m)

HT : Pertes de charge totales (m)

H_r : Perte de charge au refoulement (m) ;

H_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration (m) ;

H_g : Hauteur géométrique(m)

P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;

η : Rendement de pompage

n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 25 ans)

(NPSH)_d : Charge nette minimale disponible à l'aspiration

(NPSH)_r : la charge nette minimale requise à l'aspiration

H_{mt} : Hauteur manométrique totale

E : Energie consommée pendant une année (KWh) ;

P_e : Prix du (Kwh),

E : Energie consommée par la pompe » (Kwh) ;

F_{exp} : Frais d'exploitation (DA).

Pr : Prix de revient de chaque conduite (DA/ml) ;

A : Annuité.

i : Taux d'annuité = 8% ;

n : Nombre d'années d'amortissement

BL: Le bilan

P_{max} : Le pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe ;

D_{in} : Diamètre intérieur de la conduite (mm),

e : Epaisseur de la conduite (mm).

B : La valeur du coup de bélier (m),

a : La célérité de l'onde (m/s),

V₀ : Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s),

tr : Temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

H_{max} : Valeur maximale de coup de bélier ;

H_{min} : Valeur minimale de coup de bélier ;

SP2-2 : station de pompage 2-2

R9 : réservoir de Chorfa chef lieu

SP3 : station de pompage 3

R10 : réservoir de Tikseridane

Introduction Générale

Introduction générale

L'eau avant d'être une ressource est une source, ce merveilleux élément, recouvre près des trois quarts de la superficie du Globe, et 70 % du corps humain. Entre 60 % environ dans la constitution des animaux, et pour 80 % environ dans celle des végétaux. « Toute vie serait impossible si l'eau Venait à manquer ».

L'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendré une demande en eau potable importante qui est en croissance continue. En effet, pour qu'on puisse atteindre l'évolution dans notre vie journalière, ainsi que dans l'industrie et l'agriculture, il faut qu'il y ait de l'eau en quantité suffisante. Celle-ci, alors, est un élément vital et le principal moyen d'hygiène.

Depuis l'indépendance, l'Algérie se trouve en face problème de la satisfaction en eau qui demeure primordial. L'évaluation de la ressource en eau tant quantitative et qualitative devient une urgence pour répondre aux besoins en eau de l'alimentation en eau potable (AEP), de l'agriculture et de l'industrie. Face à cette situation préoccupante et face aux exigences de progrès que s'imposent les pays en voie de développement, le ministère des ressources en eau (MRE) a programmé plusieurs études en ce sens.

Dans ce contexte s'inscrit notre projet de fin d'étude sous le thème : « Alimentation en eau potable de la commune de CHORFA (chef lieu et Tikseridane A partir de barrage Tilesdite). »

Pour atteindre cet objectif, le présent travail sera articulé sur les points suivant :

- En premier lieu, nous allons présenter le site du projet, dont le but est de décrire les différentes situations : la situation géographique, climatique, hydrologique, et la situation hydraulique
- Dans le deuxième chapitre, nous procéderons à l'estimation de la population et des besoins en eau aux divers horizons.
- Dans le troisième chapitre, il sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage ainsi que les stations de reprises.
- Dans le quatrième chapitre, nous ferons une étude technico-économique dans le but de dimensionner les conduites d'adduction.
- dans le cinquième chapitre, nous avons détaillé le choix des pompes à utiliser pour les stations de pompage,
- Dans le dernier chapitre, on terminera par une analyse qui concerne la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier et la pose des conduites.

On terminera avec une conclusion générale

Chapitre I

Présentation de la région d'étude

I.1 Présentation de la région

I.1.1 Situation géographique [1]

La commune de Chorfa s'étend sur une superficie de 3063.36 ha. Elle se rattache à la wilaya de Bouira ainsi qu'à la daïra de M'Chedellah, elle est située au Nord Est de la wilaya de Bouira entre 4°29' et 4°38' Est et entre 36°40' et 36°40' Nord, a environ 58 km de la mer et 41 km de à Bouira chef-lieu de la wilaya.

Elle est limitée au Nord par le massif de Djurdjura et au Sud par Oued Sahel, Chorfa occupe une place stratégique du fait, qu'elle est traversée par deux route national (RN° 15 et 26), et sa proximité de la route nationale n°5.

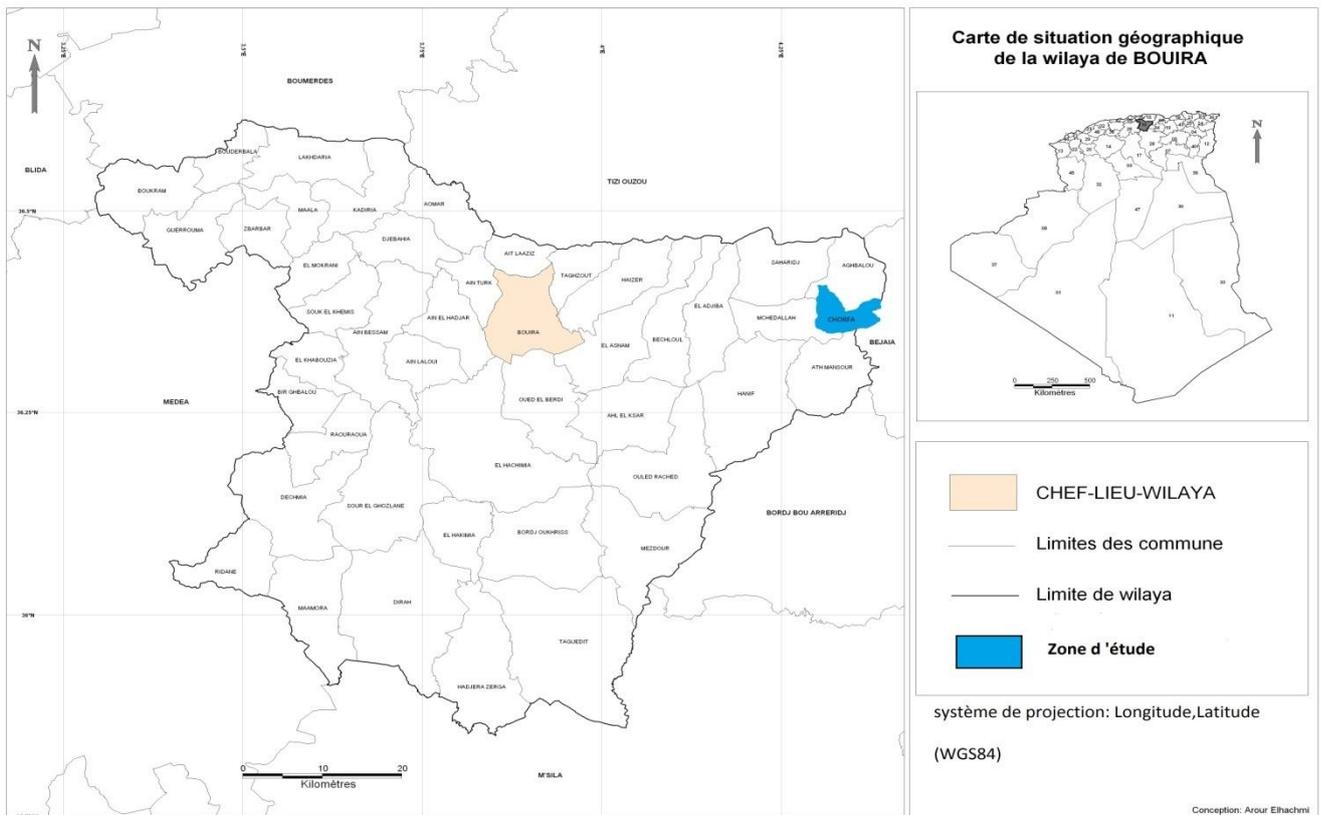


Figure (I-1): Carte administrative d'wilaya de BOUIRA (source APC BOUIRA)

I.1.2 Situation Administrative [1]

La commune de Chorfa, issue du découpage administratif du février 1984 (source APC Chorfa)

Elle est limitée :

Au Nord par : la commune d'AGHBALOU

A l'Ouest par : la commune de M'CHEDELLAH

Au Sud par : la commune de TAOURIRT

A l'Est par : la commune de TAZMALT ET BOUDJLIL

I.1.3 Situation topographique : [2]

A première vue la commune de Chorfa est caractérisée par un relief très irrégulier, on trouve au Nord les collines et les plateaux et Sud les plaines, ces deux parties séparées par un piémont dans la partie centrale de la commune.

Le tableau suivant nous montre les pentes et leurs superficies dans la commune de Chorfa.

Tableau (I.1) : les pentes de la commune

Pentes	0-3%	3-8%	8-15%	15-20%	20	total
Pourcentage (%)	7.22	49.66	6.59	6.87	29.66	100
Superficie (Ha)	221.31	1521.38	201.82	210.48	908.37	3036.36

I.1.4 Situation climatique :

La commune de Chorfa se localise dans une région d'un climat spécifique, du fait qu'elle est située au pied de la chaîne Djurdjura à l'abri des perturbations qui viennent de Nord et lui donnant un climat à tendance continentale.

Les amplitudes annuelles des températures varient entre 11° en hiver et 28° en été.

Une pluviométrie moyenne annuelle de 500 mm par an

I.1.5 Le réseau hydrographique : [2]

Le réseau hydrographique de la commune de Chorfa est déterminé par la morphologie de son territoire, la moitié Nord très accidentée donne une multitude de ravins et des petites oueds dans la plus importante est Ighzer Goli. La moitié Sud, presque vide de ravine mais elle est traversée par des oueds plus importants tels que : oued Tiksiridane, oued Ouakour, oued Beni Hamdoune et oued Sahel, ce dernier traverse la commune d'Ouest à Est sur une longueur de 5.5 km.

I.1.6 Situation démographique : [1]

Selon le dernier recensement général de la population effectué en avril 2008, la commune de Chorfa compte 16.031 personnes avec un taux d'accroissement de 1.44% (en 2008)

I.2 Conclusion :

Dans ce chapitre on arrive à savoir les caractéristiques générales du site d'étude, ces dernières nous permettent de faire l'objet de nos prochains chapitres

Chapitre II

Estimation des besoins en eau

II.1 Introduction :

Notre étude a pour objectif l'alimentation en eau potable de le chef lieu de Chorfa et le village de Tiksiridene . Ce chapitre consiste à estimer les besoins en eau et les variations du débit qui sont nécessaires pour le dimensionnement d'un réseau d'eau potable.

II.2 Estimation des besoins en eau :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

L'estimation en eau nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit, tête...).

II.3 Situation démographique future :

Pour établir la prévision d'évolution de la population, on se réfère à la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivant :

$$P = P_0 (1 + T)^n \quad (\text{II-1})$$

Avec :

P : population future à l'horizon considéré.

P₀ : Population de l'année de référence.

T : Taux d'accroissement considéré en %.

n : nombre d'année séparent l'horizon considéré de l'année de référence.

D'après les renseignements fournis par le PDAU (Plan Directeur d'Aménagement et de l'Urbanisme) de l'APC de CHORFA, le taux d'accroissement démographique de la zone d'étude est estimé à 2%. [1]

Le tableau suivant présente les différentes populations de deux localités :

Tableau II-01 : Evaluation de la population aux différents horizons

Années	2017	2020	2035	2045
Chorfa (chef lieu)	15 778	16744	21235	25885
Tiksidirane	1901	2017	2558	3119

Source APC CHORFA

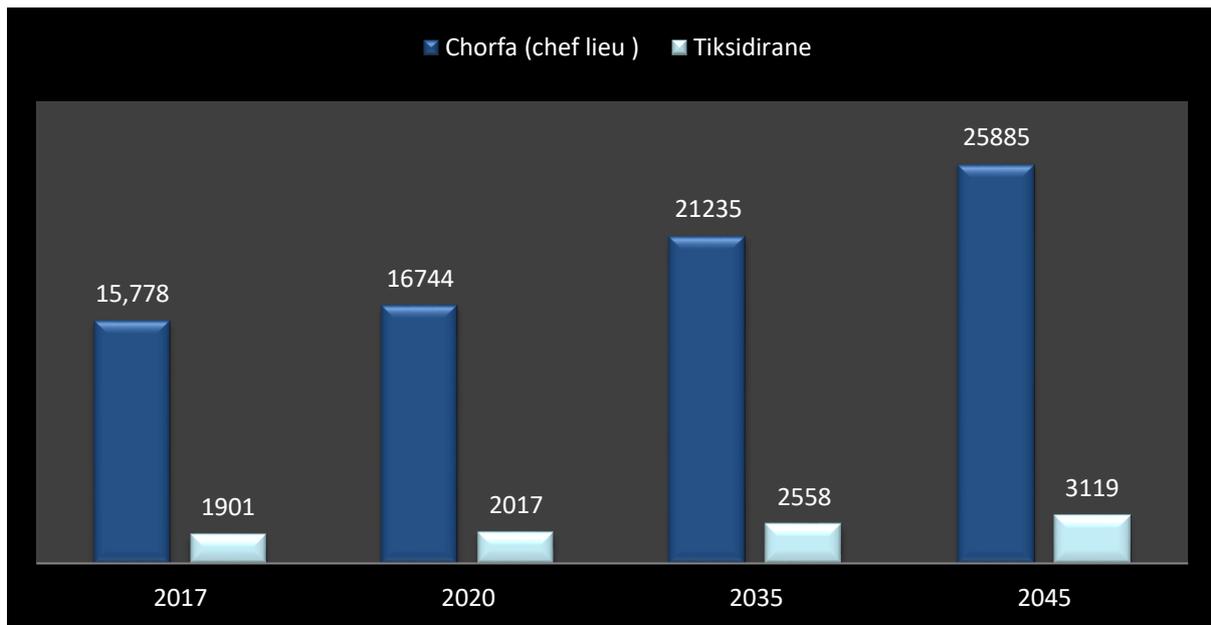


Figure (II. 1): Graphe de l'évolution de la population

II.4 La consommation moyenne journalière :

Afin d'estimer la consommation moyenne journalière d'une agglomération, il est nécessaire de calculer les besoins en eau potable des différents secteurs existants et projetés : domestiques, sanitaires, socioculturelles, scolaires,

La consommation moyenne se détermine par la formule suivante :

$$Q_{moy j} = \Sigma (q \cdot Ni / 1000) \quad (II-2)$$

Avec :

$Q_{moy j}$: consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/j.

q : dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons.

Ni : nombre de consommateurs.

II.5 Les équipements existants [1]

Tableau II-02 : Equipements existants

localité	secteur	Equipment
Chorfa (chef lieu)	Administratif	<ul style="list-style-type: none"> • A.P.C • Poste • Garde communale • Gendarmerie • CNES • P.T.T • Caisse Nationale De Mutualité agricole
	Scolaire	<ul style="list-style-type: none"> • Sept Ecoles primaire • Deux C.E.M • Lycée
	Sanitaire	<ul style="list-style-type: none"> • Centre de sante • Une polyclinique • Une maternité privée
	Socio-culturel	<ul style="list-style-type: none"> • Une Mosquée • Centre culturel • Une aire de jeux • Une salle omnisport
Tiksiridane	Administratif	<ul style="list-style-type: none"> • Antenne Etat Civil • P.T.T
	scolaire	<ul style="list-style-type: none"> • Une Ecole Primaire • Un C.E.M
	sanitaire	<ul style="list-style-type: none"> • Salle de soins
	Socio-culturel	<ul style="list-style-type: none"> • Une Mosquée • Une Maison De Jeune • Un Stade

Source APC CHORFA

II.6 Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins :

II.6.1 Les besoin domestique :

Tableau II-03 : Besoins domestiques à différents horizons pour les deux localités

Localité	Horizon	Population	Dotation (l/hab.j)	Cons.moy.jour (m ³ /jour)
Chorfa (chef lieu)	2020	16744	150	2511,6
	2035	21235	150	3185,25
	2045	25885	150	3882,75
Tiksidirane	2020	2017	150	302,55
	2035	2558	150	383,7
	2045	3119	150	467,85
Total	2020	18761	150	2814,15
	2035	23793	150	3568,95
	2045	29004	150	4350,6

II.6.2 Les besoin Administratifs [3]

Tableau II-04 : Besoins administratifs

Localité	Type d'équipement	N ^{bre} d'employé	Dotation (L/empl/j)	Cons.Moy. Jour (m ³ /j)
Chorfa (chef lieu)	APC	45	10	0.45
	Poste	12	10	0.12
	Garde communale	20	10	0.2
	gendarmerie	50	10	0.5
	CNES	10	10	0.1
	P.T.T	10	10	0.1
	Caisse Nationale De Mutualité agricole	8	10	0.8
Tiksidirane	Antenne Etat Civil	10	10	0.1
	P.T.T	6	10	0.6
Total				1.71

Source APC CHORFA

II.6.3 Les besoin scolaire [3]

Tableau II-05 : Besoins scolaires

Localité	Type d'équipement	N ^{bre} d'élèves	Dotation (L/élev/j)	Cons.Moy. Jour (m ³ /j)
Chorfa (chef lieu)	7 Ecole primaire	1209	15	18.13
	2 C.E.M	1122	15	16.83
	lycée	722	20	14.44
Tiksidirane	Ecole primaire	198	15	2.97
	Un C.E.M	363	15	5.45
Total				57.82

Source APC CHORFA

II.6.4 Besoin sanitaire :

Tableau II-06 : Besoins sanitaires

Localité	Type d'équipement	N ^{bre} de lits	Dotation (L/lit/j)	Cons.Moy. Jour (m3/j)
Chorfa (chef lieu)	Centre de sante	12	150	2.7
	Polyclinique	38	150	6.75
	Une maternité privée	20	150	3
Tiksidirane	Salle de sois	4	150	0.6
Total				13.05

Source APC CHORFA

II.6.5 Besoin socioculturel :

Tableau II-07 : Besoins socioculturel

Localité	Type d'équipement	N ^{bre} d'occupation	Dotation (L/lit/j)	Cons.Moy. Jour (m3/j)
Chorfa (chef lieu)	Une Mosquée	650	20	13
	Centre culturel	20	10	0,2
	Une aire de jeux	100	80	8
	Une salle omnisport	60	40	2,4
Tiksidirane	Une Mosquée	300	20	6
	Une Maison De Jeune	30	10	0,3
	Un Stade	80	50	4
Total				33.9

Source APC CHORFA

II.7 La consommation moyenne journalière :

Tableau II-08 : récapitulation des besoins à l'horizon 2045

Localité	Secteur	Besoin (m ³ /jour)
Chorfa (chef lieu)	Domestique	3882,75
	Administratifs	1,55
	Scolaire	49,405
	Sanitaire	12,45
	Socio-culterel	23,6
	Totale	3969,755
Tiksedirane	Domestique	467,85
	Administratifs	0,16
	Scolaire	8,415
	Sanitaire	0,6
	Socio-culterel	10,3
	Totale	487,325
Totale		4457.08

II.8 Majoration de la consommation moyenne journalière :

Dans le but de compenser les fuites au niveau de la conduite d'adduction, et du réseau de distribution (la consommation non quantifiée, du vieillissement du réseau, des différents équipements hydrauliques). On optons une majoration de **20%** des besoins totaux journaliers donc le débit moyen journalier devient :

$$Q_{moy\ j\ maj} = Kf * Q_{moy\ j} \quad (II-3)$$

Avec :

- **Q_{moy j maj}** : Débit moyen journalier majoré (m³/j).
- **Kf** : coefficient de fuite.
- **Q_{moy j}** : Débit moyen journalier (m³/j).

Tableau II-09 : Majoration de la consommation moyenne journalière

Localité	Q _{moy.j} (m ³ /j)	kf	Q _{moy.j maj} (m ³ /j)
Chorfa (chef lieu)	3969,755	1,2	4763,706
Tikesdirane	487.325	1.2	584.79
Total	4457.08	1,2	5348,496

Variation de la consommation journalière :

La consommation d'eau journalière mise à une variation caractérisée par des coefficients d'irrégularité :

$$Q_{max\ j} = K_{max\ j} * Q_{moy\ j} \quad (II-4)$$

$$Q_{min\ j} = K_{min\ j} * Q_{moy\ j} \quad (II-5)$$

Avec :

Q_{max j} : consommation maximale journalière [m³/j]

Q_{min j} : consommation minimal journalière [m³/j]

Q_{moy j} : consommation moyenne journalière [m³/j]

K_{max.j} : Coefficient de consommation maximale journalière dépend de l'importance de l'agglomération ; sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 ; on prend K_{max.j}= 1.3

K_{min.j} : coefficient de consommation minimale journalière ; varie entre 0.7 et 0.9 ; on prend K_{min.j}= 0.9

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau II-10 : variation de la consommation journalière

Localité	$Q_{\text{moy j}}$ (m^3/j)	$K_{\text{min j}}$	$Q_{\text{min j}}$ (m^3/j)	$K_{\text{max j}}$	$Q_{\text{max j}}$ (m^3/j)
Chorfa	4763,706	0.9	4287.335	1,3	6192,818
Tiksiridane	584.79	0.9	526.311	1.3	760.277
Total	5348.496	0.9	4813.646	1.3	6953.045

II.9 Variation de la consommation horaire :

II.9.1 Coefficient de variation horaire maximale $K_{\text{max h}}$:

Le débit maximum horaire correspond au coefficient maximum horaire, ce dernier peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, à savoir α_{max} et β_{max} :

$$Q_{\text{max. h}} = K_{\text{max h}} \times Q_{\text{moy. h}} \quad (\text{II-6})$$

$$K_{\text{max h}} = \alpha_{\text{max h}} * \beta_{\text{max h}} \quad (\text{II-7})$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend **$\alpha_{\text{max}} = 1,3$** .

β_{max} : il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau II-11 : valeurs du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitants

nombre d'habitants* 10^3	< 1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>10 ₃
β_{max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

D'après le tableau ci-dessus, et après interpolation et calcul, on trouvera les valeurs de β_{\max} et $K_{\max h}$ mentionnées au tableau suivant :

Tableau II-12: Détermination des valeurs des coefficients $K_{\max h}$ en fonction du Nombre d'habitant

Localité	Population	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max h}$
Chorfa	25885	1.3	1.17	1.521
Tiksiridane	3119	1.3	1.55	2.015
Total	29004	1.3	1.15	1.495

II.9.2 Coefficient de variation horaire minimale $K_{\min h}$:

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire. ce dernier peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, à savoir α_{\min} et β_{\min}

$$K_{\min h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \quad (\text{II-8})$$

Avec :

α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend **$\alpha_{\min} = 0,5$** .

β_{\min} : il dépend du nombre d'habitants et sera déterminé par interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau II-13 : valeurs du coefficient β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

nombre d'habitants*10 ³	< 1	1.5	2.5	4	6	10	20	50
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6

D'après le tableau, et après l'interpolation, on trouvera les résultats dans tableau suivant :

Tableau II-14: Détermination des valeurs des coefficients K_{max} h en fonction du
Nombre d'habitant

Localité	Population	α_{min}	β_{min}	K_{min}
Chorfa	25885	0.5	0.51	0.255
Tiksiridane	3119	0.5	0.14	0.07
Total	29004	0.5	0.53	0.265

II.9.3 Evaluation de la consommation horaire :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Les tableaux suivant représentent les résultats de calcul pour les deux localités :

Tableau II-15 : Variation des débits horaires de Chorfa

Heurs	Consommation journalière maximale pour chorfa	
	$Q_{\max j} = 6192,818 \text{ m}^3/\text{j}$	
	En %	M ³ /h
0-1	1,5	92,89227
1-2	1,5	92,89227
2-3	1,5	92,89227
3-4	1,5	92,89227
4-5	2,5	154,8205
5-6	3,5	216,7486
6-7	4,5	278,6768
7-8	5,5	340,605
8-9	6,25	387,0511
9-10	6,25	387,0511
10-11	6,25	387,0511
11-12	6,25	387,0511
12-13	5	309,6409
13-14	5	309,6409
14-15	5,5	340,605
15-16	6	371,5691
16-17	6	371,5691
17-18	5,5	340,605
18-19	5	309,6409
19-20	4,5	278,6768
20-21	4	247,7127
21-22	3	185,7845
22-23	2	123,8564
23-24	1,5	92,89227
Total	100	6192,818

Le débit maximum horaire de pointe pour **Chorfa (chef lieu)** est de 387.0511 m³/h et survient entre 8h à 12h.

Pour le cas de la **Tiksidirane** le choisie la répartition variant dans la colonne de moins de 10000 hab.

Tableau II-16 : Variation des débits horaires de Tiksidirane

Heurs	Consommation journalière maximale pour Tiksidirane $Q_{\max j}=760.277$	
	En %	M ³ /h
0-1	1	7,60277
1-2	1	7,60277
2-3	1	7,60277
3-4	1	7,60277
4-5	2	15,20554
5-6	3	22,80831
6-7	5	38,01385
7-8	6,5	49,418005
8-9	6,5	49,418005
9-10	5,5	41,815235
10-11	4,5	34,212465
11-12	5,5	41,815235
12-13	7	53,21939
13-14	7	53,21939
14-15	5,5	41,815235
15-16	4,5	34,212465
16-17	5	38,01385
17-18	6,5	49,418005
18-19	6,5	49,418005
19-20	5	38,01385
20-21	4,5	34,212465
21-22	3	22,80831
22-23	2	15,20554
23-24	1	7,60277
Total	100	760,277

Le débit maximum horaire de pointe pour **Tikesdirane** est de 53.21939 m³/h et survient entre 12h à 14h.

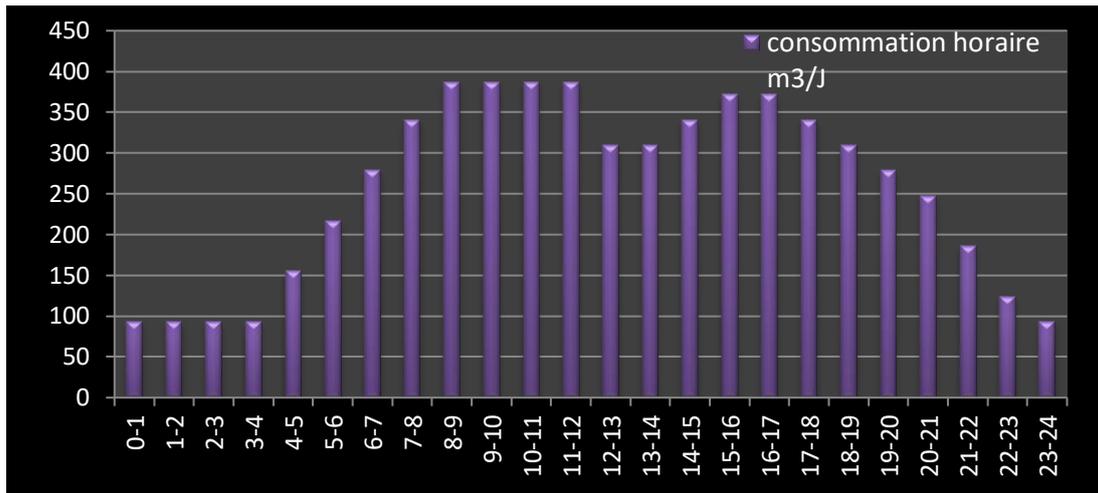


Figure (II. 2): Variation des débits horaires de Chorfa

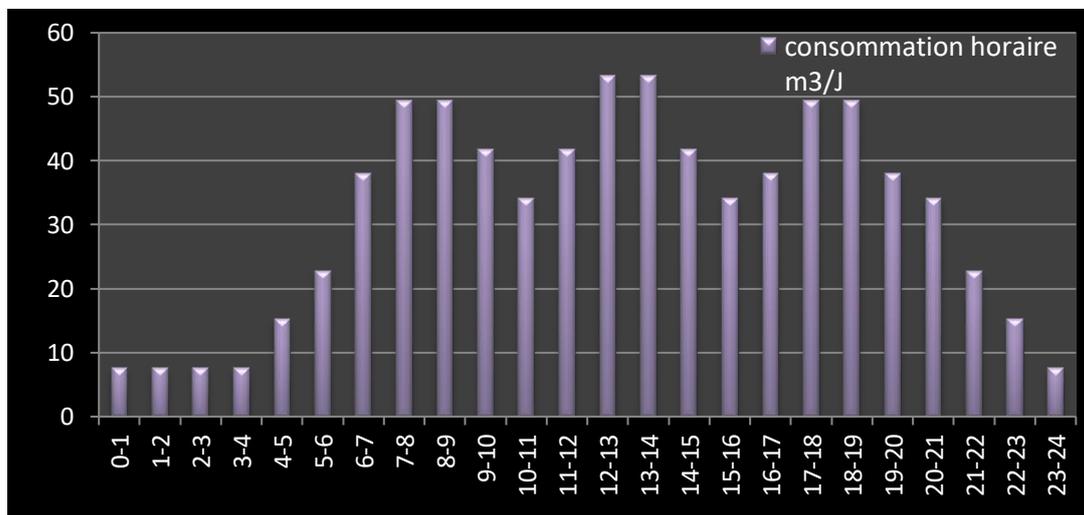


Figure (II. 3): Variation des débits horaires de Tiksidirane

II.10 Conclusion :

Dans ce second chapitre nous avons entamé l'étude hydraulique par le calcul de la population actuelle et à l'horizon d'étude (2045) ainsi que les besoins en eau tant domestiques que sanitaires, scolaires, socioculturels et administratifs à partir des quels nous avons calculé le débit de pointe en prenant en considération tous les coefficients d'irrégularité journaliers et horaire.

Chapitre III

Les Réservoirs

III.1 Introduction :

Après avoir évalué les besoins en eau de la population, il faut choisir un réseau qui permet l'alimentation en eau potable des deux localités étudiées, ce réseau comporte plusieurs éléments, et permet ses élément un ouvrage de stockage et dans notre cas c'est le réservoir

III.2 Définition des réservoirs [4]

Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable, aménagés pour stocker de l'eau ; soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à l'usage industriel. Il a pour fonction essentiel la régulation entre le débit consommé et celui approvisionné.

III.3 Les rôles du réservoir [4]

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

III.4 Fonctions générales des réservoirs :

Ils assurent plusieurs fonctions sont :

Fonction techniques :

- Un régulateur de débit entre le régime d'adduction et le régime de distribution ;
- Régulateur de pression. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus au moins constante ;
- Un réservoir est un élément sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle, ou de rupture momentanée de l'adduction.

Fonctions économiques :

- Réduction des investissements sur les ouvrages de production ;
- Réduction des investissements sur le réseau de distribution ;
- Réduction des dépenses d'énergie.

III.5 Classification des réservoirs :

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu [4] :

III.5.1 Selon les matériaux de construction :

- ✓ Réservoirs métalliques ;
- ✓ Réservoirs en maçonnerie ;
- ✓ Réservoirs en béton armé.

III.5.2 Selon les conditions topographiques :

- ✓ Réservoirs enterrés ;
- ✓ Réservoirs semi-enterrés ;
- ✓ Réservoirs posés sur le sol ;
- ✓ Réservoirs surélevés (château d'eau).

III.5.3 Selon l'utilisation :

- ✓ réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- ✓ Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- ✓ Réservoir de traitement.

III.5.4 Selon la forme :

- ✓ Les réservoirs séculaires ;
- ✓ Les réservoirs carrés, rectangulaires ;
- ✓ Les réservoirs quelconques.

III.6 Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir déterminé après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes [5] :

- ✓ L'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de point ;
- ✓ La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réservoir ;
- ✓ Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de l'agglomération en question.
- ✓ Il doit être construit sur des terrains sable et solides.

III.7 Equipements des réservoirs [6] :**III.7.1 Conduite d'adduction :**

L'adduction s'effectue soit par surverse, soit en chute libre, soit en prolongeant la conduite de façon que son extrémité soit toujours noyée. L'adduction peut aussi s'effectuer par passage à travers le radier.

L'arrivée en chute libre provoque une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour des eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène dissous, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée.

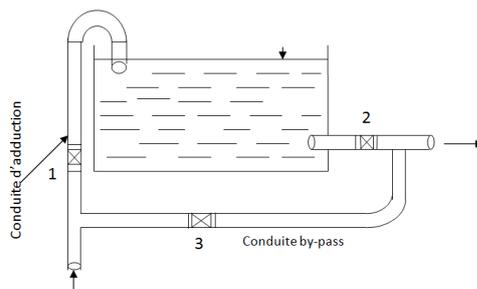


Figure (III-1) : conduite d'adduction (source DUPONT, A 1979)

III.7.2 Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve.

La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine. Dans le cas d'une distribution par gravité, une crépine simple est utilisée ; dans le cas d'une aspiration, il faut prévoir un clapet au pied de la crépine.

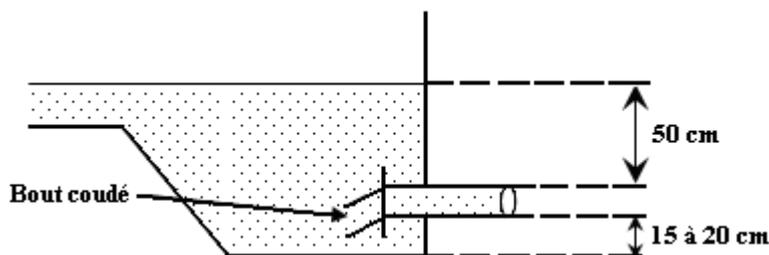


Figure (III-2) : conduite de distribution (source DUPONT, A 1979)

III.7.3 Conduite de trop-plein :

Cette conduite doit pouvoir évacuer le surplus d'eau d'arrivée en cas de remplissage total du réservoir (cas de non fermeture du robinet flotteur). Elle comprendra un déversoir situé à une hauteur h au-dessus du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

III.7.4 Conduite de vidange :

Elle part du point bas du réservoir (point le plus bas du radier, sa crépine est située dans la souille du réservoir), afin de pouvoir évacuer les dépôts. Elle peut se raccorder sur la canalisation de trop-plein, et comporte un robinet-vanne. A cet effet, le radier est réglé en pente vers l'orifice de la conduite, ce dernier étant obturé à l'aide, soit d'une soupape de vidange, soit d'une bonde de fond.

La soupape de vidange, incongelable, est destinée à assurer la vidange des réservoirs dont le fond est accessible.

La bonde de fond est destinée à assurer la vidange des réservoirs dont le fond est inaccessible. Elle permet la vidange totale du réservoir en cas de besoin de nettoyage de la cuve ou d'intervention.

III.7.5 Conduite by-pass

En cas d'indisponibilité (nettoyage ou réparation du réservoir), il est bon de prévoir une communication entre ces deux conduites

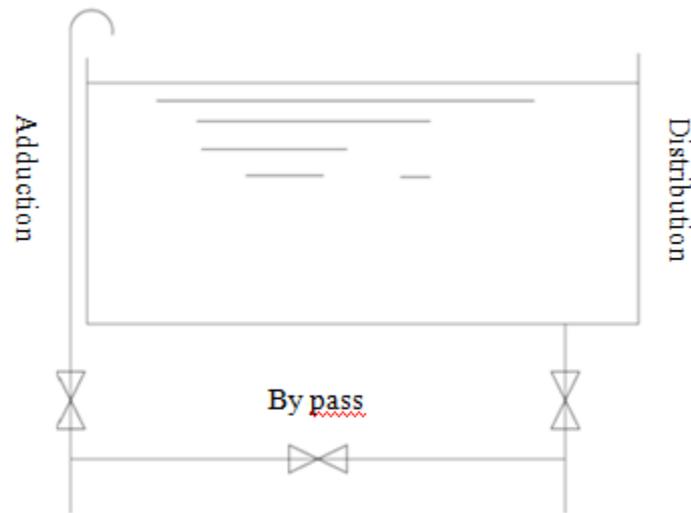


Figure (III-3) : Conduite by-pass (source ALOUI, L 2016)

III.7.6 Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité.

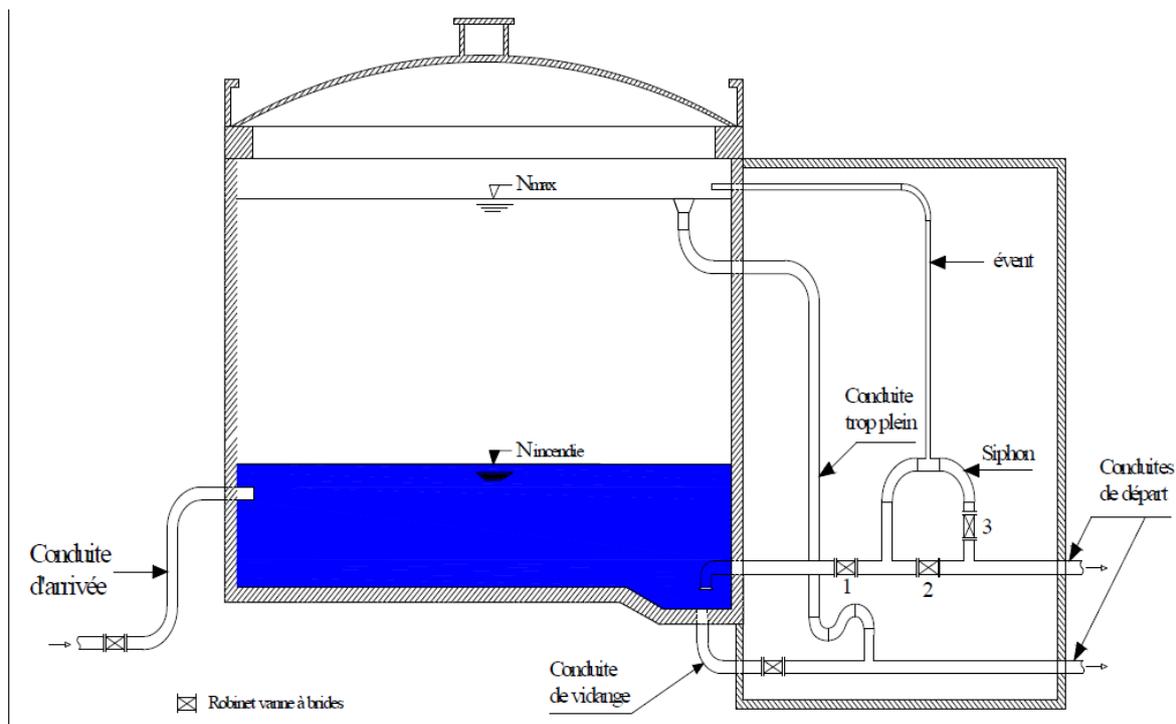


Figure (III-4) : Equipements hydrauliques d'un réservoir (source ANGELBERT, C 2005)

III.8 Capacité du réservoir :

La capacité du réservoir se détermine en fonction des variations des débits à l'entrée (apport), et à la sortie (distribution). En autres termes, elle dépend du mode de pompage et la variation de consommation journalière de l'agglomération. Elle est définie comme étant la capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée de la réserve d'incendie. Le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

1. Méthode analytique.
2. Méthode graphique.

III.8.1 La méthode analytique :

Le volume maximal de stockage du réservoir, pour la consommation, est déterminé par la formule suivante :

$$V_{max} = P_{max} (\%) \times Q_{maxj}/100 \quad (III.1)$$

Avec :

- V_{max} = Volume maximal de stockage pour la consommation (m³).
- Q_{maxj} = consommation maximale journalière (m³/j)
- P_{maxj} = résidu maximal dans le réservoir (%).

Le volume total est déterminé en ajoutant le volume d'incendie au volume maximal de stockage

$$V_T = V_{max} + V_{inc} \quad (III.2)$$

Avec :

- V_T : volume total du réservoir.
- V_{max} : volume maximal de stockage.
- V_{inc} : volume d'incendie (120m³).

III.8.1.1 Détermination de la valeur de P :

Connaissant les valeurs de α_{max} et β_{max} on détermine la valeur du coefficient de variation horaire K_{max} par la relation suivante :

$$K_{max} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (III.3)$$

- la répartition de la consommation maximale journalière sur les 24 heures se détermine à l'aide du tableau de distribution du débit journalier sur 24 heures
- on répartit ensuite le débit de pompage tout au long de la journée.
- la différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, sera reportée dans la colonne des surplus ou des déficits selon son signe.
- on détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée (P_{max}) sera le pourcentage du volume de stockage.

$$P_{max} = |R + max| + |R - max| \quad (III.4)$$

Avec :

- $R+max$: résidu maximum positif (%).
- $R- max$: résidu minimum négatif (%).

III.8.2 Méthode graphique :

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

$$R_{max} = |\Delta V +| + |\Delta V -| \quad (III.5)$$

III.9 Détermination de la capacité des réservoirs :**III.9.1 Dimensionnement de la SR2-2 :**

La station de reprise est un ouvrage composée d'un réservoir et d'une station de pompage ;

- le dimensionnement de la station de reprise est déterminé d'après le temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge et pour que la pompe ne se désamorçe pas, dans notre cas on prend un temps de stockage de $1/4$ heure.

$$V_{S.R} = \frac{Q_{max j} * t}{T} \quad (III.6)$$

Avec :

- VS.R. : volume de la station de reprise.
- Q_{max j} : débit entrant à la station.
- T : temps de pompage.
- t : temps de fermeture de la vanne (1/4 h).

$$\begin{aligned} Q_{max j} &= 6953.045 \text{ m}^3/\text{j} \\ V_{S.R.} &= 6953.045 \times 0.25 / 24 \\ V_{S.R.} &= 72.427 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

On prend une station de capacité standard de 100 m³.

III.9.2 Dimensionnement du réservoir de Chorfa (chef lieu) R9 :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de chef-lieu est donnée dans le tableau :

Tableau (III.1) : Dimensionnement du réservoir R9 Chorfa (chef lieu)

Heures	Apports	Distribution (%)	Adduction (%)	Sorties (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	5	1,3359	0,547	1,8829	3,1171		3,1171
01-02	5	1,3359	0,547	1,8829	3,1171		6,2342
02-03	5	1,3359	0,547	1,8829	3,1171		9,3513
03-04	5	1,3359	0,547	1,8829	3,1171		12,4684
04-05	5	2,2265	0,547	2,7735	2,2265		14,6949
05-06	5	3,1171	0,547	3,6641	1,3359		16,0308
06-07	5	4,0077	0,547	4,5547	0,4453		16,4761
07-08	5	4,8983	0,547	5,4453		-0,4453	16,0308
08-09	5	5,56625	0,547	6,11325		-1,11325	14,91755
09-10	5	5,56625	0,547	6,11325		-1,11325	13,8043
10-11	5	5,56625	0,547	6,11325		-1,11325	12,69105
11-12	5	5,56625	0,547	6,11325		-1,11325	11,5778
12-13	5	4,453	0,547	5		0	11,5778
13-14	5	4,453	0,547	5		0	11,5778
14-15	5	4,8983	0,547	5,4453		-0,4453	11,1325
15-16	5	5,3436	0,547	5,8906		-0,8906	10,2419
16-17	5	5,3436	0,547	5,8906		-0,8906	9,3513
17-18	5	4,8983	0,547	5,4453		-0,4453	8,906
18-19	0	4,453	0	4,453		-4,453	4,453
19-20	0	4,0077	0	4,0077		-4,0077	0,4453
20-21	0	3,5624	0	3,5624		-3,5624	-3,1171
21-22	0	2,6718	0	2,6718		-2,6718	-5,7889
22-23	5	1,7812	0,547	2,3282	2,6718		-3,1171
23-24	5	1,3359	0,547	1,8829	3,1171		0
total	100	89,06	10,94	100	22,265	-22,265	0

D'après le Tableau (II-1) la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |16.476| + |-5.788| = 22.265 \%$$

$$V_{\max} = 22.265 \times 6953.045 / 100$$

$$V_{\max} = 1548.095 \text{ m}^3.$$

Donc :

La capacité totale sera : $V_t = 1548.095 + 120 = 1668.095 \text{ m}^3$

La capacité normalisée sera : $V_n = 2000 \text{ m}^3$

III.9.3 Dimensionnement du réservoir de Tikiredane R10 :

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de Tikiredane est donnée dans le tableau :

Tableau (III.2) : Dimensionnement du réservoir R10 Tikiridane

Heures	Apport	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00-01	5	1	4,00		4,00
01-02	5	1	4,00		8,00
02-03	5	1	4,00		12,00
03-04	5	1	4,00		16,00
04-05	5	2	3,00		19,00
05-06	5	3	2,00		21,00
06-07	5	5	0,00		21,00
07-08	5	6,5		-1,50	19,50
08-09	5	6,5		-1,50	18,00
09-10	5	5,5		-0,50	17,50
10-11	5	4,5	0,50		18,00
11-12	5	5,5		-1	17,50
12-13	5	7		-2	15,50
13-14	5	7		-2	13,50
14-15	5	5,5		-1	13,00
15-16	5	4,5	1		13,50
16-17	5	5	0		13,50
17-18	5	6,5		-1,50	12,00
18-19	0	6,5		-6,50	5,50
19-20	0	5		-5,00	0,50
20-21	0	4,5		-4,50	-4,00
21-22	0	3		-3,00	-7,00
22-23	5	2	3		-4,00
23-24	5	1	4		0,00
totale	100	100	29,00	-29,00	0,00

D'après le Tableau (II-1) la valeur de (P%) :

$$P_{\max} = |21| + |-7| = 28 \%$$

$$V_{\max} = 28 \times 760.277 / 100$$

$$V_{\max} = 212.877 \text{ m}^3.$$

Donc :

$$\text{La capacité totale sera : } V_t = 212.877 + 120 = 332.877 \text{ m}^3$$

$$\text{La capacité normalisée sera : } V_n = 500 \text{ m}^3$$

Forme des réservoirs :**Calcul du diamètre des réservoirs :**

$$D = (4 \cdot V_{SR} / 3.14 \cdot H)^{1/2} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- V_{SR} : capacité normalisée du réservoir (m³)
- H : hauteur de réservoir (comprise entre 3 et 6 m en moyenne)

Calcul du diamètre de la bache a eau de station de reprise :

$$D = (4 \cdot 100 / 3.14 \cdot 3)^{1/2}$$

$$D = 6.51 \text{ m}$$

La hauteur du réservoir : H = 3 m.

Calcul du diamètre de R9 Chorfa :

$$D = (4 \cdot 2000 / 3.14 \cdot 5)^{1/2}$$

$$D = 22.57 \text{ m}$$

La hauteur du réservoir : H = 5 m.

Calcul du diamètre de R9 Chorfa :

$$D = (4 \cdot 500 / 3.14 \cdot 4)^{1/2}$$

$$D = 12.62 \text{ m}$$

La hauteur du réservoir : H = 4 m.

III.10 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a étudié et calculer les dimensions des ouvrages de stockage pour satisfaire les besoins en eau pour les deux localités.

Après avoir effectué tous les calculs sur le dimensionnement final des réservoirs, ont trouvé :

- ✓ Une bache à eau au niveau de station de reprise de 100 m³
- ✓ Un réservoir de 2000 m³ à Chorfa
- ✓ Un réservoir de 500 m³ à Tiksiridene

Chapitre IV

Adduction

IV.1 Introduction :

Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : « ad ducere » (mener ou conduire vers, amener....).L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées soit de la source vers les réservoirs soit entre les réservoirs, suivant la nature du relief de la région.

IV.2 Topologie des systèmes d'adduction :

Il ya deux trois type d adductions

Adduction gravitaire :

On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée ; se déplace donc grâce à force de gravitation.

Adduction par refoulement :

le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de distribution. Les eaux de captage (ou traitées) sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.

Adduction mixte

C'est la combinaison entre les deux types précédents

IV.3 Choix de trace [8] :

Le choix de tracé du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique:

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible afin de réduire les frais d'investissement ;
- Eviter les contres pentes, qui peuvent donner lieu en exploitation à des cantonnements d'air plus au moins difficile à évacuer ;
- Pour les conduites de longueur importante, il sera bon de prévoir quelques robinets ou vannes de sectionnement en vue de faciliter la réparation éventuelle ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisation et leur exploitation et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation, il doit aussi éviter de traverser les propriétés privées

IV.4 Choix des types des conduites :

Le choix du type des conduites dépendra des critères d'ordre technique et économique suivant [7] :

- Prix d'achat.
- Disponibilité sur le marché.
- Pression à supporter.
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.

- Nature de terrain.
- Longueur des conduites.

Le type de conduite utilisée dans notre zone d'étude est en polyéthylène haute densité (PEHD), en raison des avantages qu'elles présentent :

- Durée de vie importante ;
- Facilité de pose ;
- Disponibilité sur le marché national ;
- Faible conductivité thermique ;
- Coefficient de rugosité très faible ;
- Résistance contre les suppressions (jusqu'à 20 bars) ;
- Résistance aux attaques chimiques (corrosion interne, externe et microbiologique).
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.

IV.5 Dimensionnement des conduites [6] :

IV.5.1 Cas de refoulement :

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé approximativement par les formules de **BONNIN** et **BRESS**, ces formules sont données comme suit :

- **Formule de BONNIN :**

$$D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV-1})$$

- **Formule DE BRESS :**

$$D = 1.5 * \sqrt{Q} \quad (\text{IV-2})$$

Avec :

- **D** : Diamètre de la conduite (m).
- **Q** : Débit transitant dans la conduite (m³/s).

On prendra tous les diamètres compris entre les deux valeurs calculées par la formule de

BONNIN et celle de **BRESS** ; mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre **0.5m/s** et **2 m/s**.

IV.5.2 Cas gravitaire :

Nous choisissons les diamètres pour lesquels la vitesse d'écoulement est comprise entre V_{min} et V_{max} tel que :

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{min}}} \quad (IV-3)$$

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4*Q}{\pi*V_{max}}} \quad (IV-4)$$

Avec :

- V_{min} : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.
- V_{max} : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.
- D_{min} : Diamètre minimal de la conduite en (m).
- D_{max} : Diamètre maximale de la conduite en (m).
- Q : Débit que doit faire transiter la conduite en (m³/s).

IV.5.3 Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4*Q}{\pi*D^2} \quad (IV-5)$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement (m/s) ;
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;
- D : Diamètre de la conduite.

IV.6 Calcul des pertes de charge :

IV.6.1 Pertes de charge linéaires :

Elles sont déterminées par la formule de DARCY- WEISBBACH :

$$H_L = J * L \quad (IV-6)$$

Où :

- H_L : pertes de charge linéaires (m) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- J : Gradient de perte de charge par mètre linéaire (m/ml).

Avec :

$$J = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (IV-7)$$

Où :

- D : Diamètre de la conduite (m) ;

- **V** : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s) ;
- **g** : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- **λ** : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Calcul du coefficient des pertes de charges λ :

➤ **Régime turbulent rugueux :**

Il est donné par la formule de NIKURADZI :

$$\lambda = \left(1.44 - 0.86 * \text{Ln} \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad (\text{IV-8})$$

➤ **Régime transitoire :**

Il est donné par la formule de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71 * D} + \frac{2.51}{\text{Re} * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{IV-9})$$

Avec :

- **J** : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau,
- **λ** : Coefficient de pertes de charge,
- **D** : Diamètre du tuyau en m,
- **V** : Vitesse d'écoulement en m/s,
- **g** : Accélération de la pesanteur en m²/s,
- **L** : Longueur de la conduite en m,
- **K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :
- **Pour les tubes en PEHD :**

$$K = 0.01 \text{ si } D \leq 200 \text{ mm,}$$

$$K = 0.02 \text{ si } D > 200 \text{ mm,}$$

Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$\text{Re} = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{IV-10})$$

ν: Viscosité cinématique de l'eau, calculée par la formule de Stokes :

$$\nu = 0.0178 / (1 + 0.0337t + 0.00221 t^2) \quad (\text{IV-11})$$

Avec :

t : température de l'eau

K : c'est la rugosité absolue, déterminée en mesurant l'épaisseur des protubérances des parois internes du tuyau.

Dans la pratique, il est évident de tenir compte de l'influence des pertes de charge, qui dépend des paramètres suivants :

- Paramètres hydrauliques : vitesse moyenne, diamètre et pression,
- Paramètres physico- chimique de l'eau : acidité, PH, dureté...

$$K = K_0 + \alpha t \quad (\text{IV-12})$$

Avec :

- K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs,
- α : Coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M.PETER LAMON.
- $\alpha = 0.036$ mm/ans, qui correspond à la zone de faible agressivité
- t : Temps de service = 25 ans.

IV.6.2 Les pertes de charge singulières :

Elles sont provoquées par les (coudes, les vannes, les clapets,...), elles sont estimées à :

- 10% des pertes de charge linéaires pour le PEHD :

$$H_S = 0.1 * \square H_L \quad (\text{IV-13})$$

IV.6.3 Les pertes de charge totales :

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières:

$$H_T = H_L + H_S \quad (\text{IV-14})$$

Avec :

- H_T : Perte de charge totale (m) ;
- H_S : Perte de charge singulière (m) ;
- H_L : Perte de charge linéaire (m).

IV.7 Calcul Hydraulique :

IV.7.1 Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT) :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g), et les pertes de charge totales résultantes du refoulement et de l'aspiration.

$$HMT = H_g + H_T \quad (\text{IV-15})$$

- **HMT**: Hauteur manométrique ;
- **Hg** : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau ;
- **HT** : Perte de charge totale.

IV.7.2 Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est déterminée d'après la formule suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (\text{IV-16})$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;

- η : Rendement de pompage (0.7 ÷ 0.8), on prend $\eta=0.75$;
- Hmt : Hauteur manométrique totale ;
- Q : Débit refoulé (m³/s).

IV.7.3 Energie consommée par la pompe :

$$E = P \times t \times 365 \text{ (KWh/ an)} \quad (\text{IV-17})$$

Avec :

- E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;
- t : Nombre d'heures de pompage par jour ;
- P : Puissance absorbée par la pompe (KW).

IV.7.4 Prix d'énergie (Frais d'exploitation) :

$$F_{exp} = E \times P_e \text{ (DA)} \quad (\text{IV-18})$$

Avec :

- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;
- P_e : Prix du (Kwh), P_e=4.67 (DA/Kwh) (source d'information Sonalgaz) ;
- E : Energie consommée par la pompe » (Kwh).

IV.7.5 Frais d'amortissement :

Ils sont donnés par la formule suivante [11] :

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (\text{IV-19})$$

Avec :

- **F_{am}** : Frais d'amortissement (Da).
- **P_u** : prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml)
- **L** : Longueur de la conduite (m).
- **A** : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (\text{IV-20})$$

Avec :

- **i** : Taux d'intérêt annuel (annuité), i = 8% ;
- **n** : nombre d'années d'amortissement (n = 25 ans).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{25} - 1} + 0.08$$

$$A=0.00937$$

IV.7.6 Calcul du bilan :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$BL = F_{exp} + F_{am} \quad (IV-21)$$

Avec :

- **F_{exp}** : Les frais d'exploitation (DA) ;
- **F_{amor}** : Les frais d'amortissement ;
- **BL** : Le bilan.

IV.8 Equipements de l'adduction [5] :**IV.8.1 Robinet et vanne :**

Permet l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres. Nous citons :

➤ **Vanne papillon**

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon.

➤ **Robinet vanne :**

Est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne.

IV.8.2 Ventouses :

Placées aux points le plus hauts, elles permettent l'évacuation des bulles d'air qui s'y accumulent.

IV.8.3 Vidange :

Placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoin

IV.9 Description de schéma général d adduction :

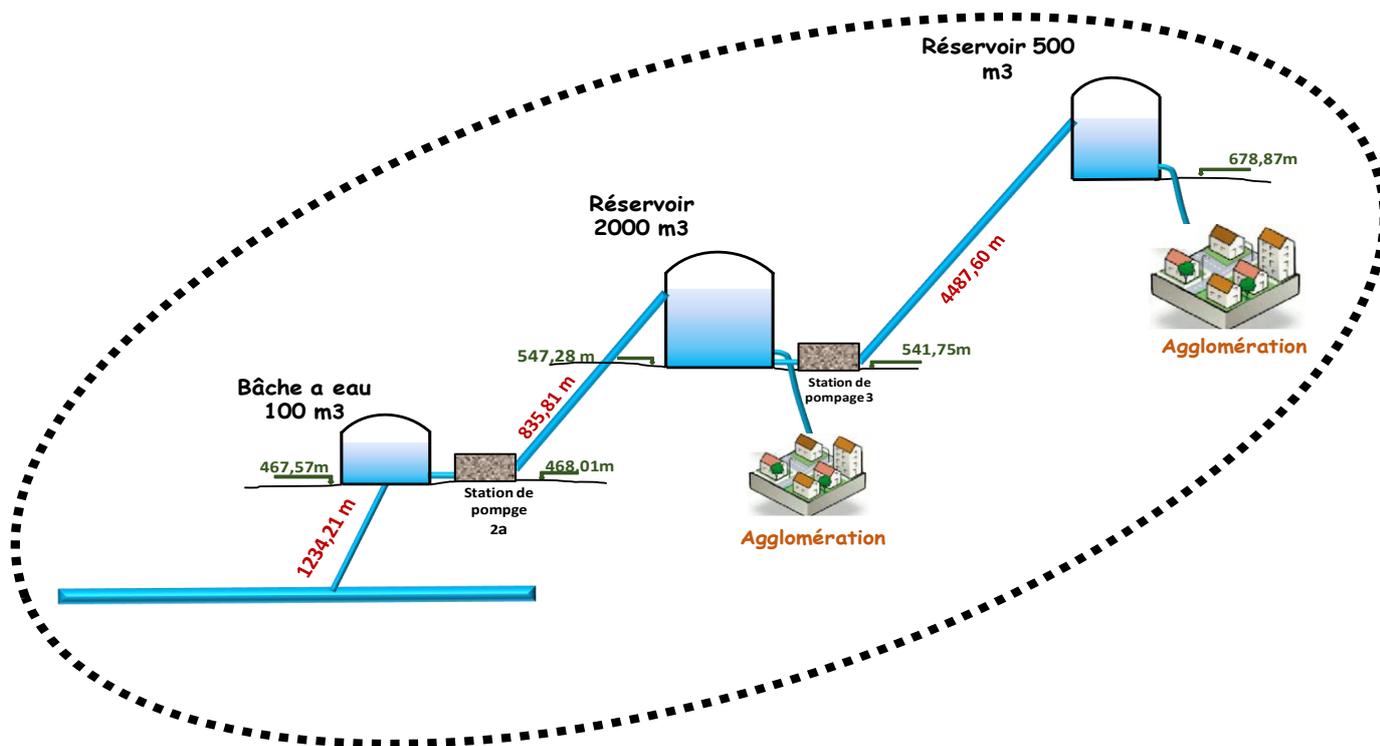


Figure (IV-1) : schéma général d adduction

IV.10 Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons :

IV.10.1 Tronçon T3- SP2-2 :

Données :

Longueur : 1234.21 m

Débit : 0.0804 m³/s

Hauteur géométrique : 144 m

A l'aide des équations (IV-3) et (IV-4), Les diamètres minimum et maximum sont : **0,226** et **0,452m**.

Les diamètres normalisés choisies sont : 250, 315, 400,500

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (IV-1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon T3-SP2-2

D	V	Re	k/d	λ	J	Hl	Hs	Ht
250	1,640	410063,989	0,080	0,091	0,050	61,711	6,171	67,882
315	1,033	325447,610	0,063	0,081	0,014	17,294	1,729	19,023
400	0,641	256289,993	0,050	0,072	0,004	4,675	0,467	5,142
500	0,410	205031,995	0,040	0,065	0,001	1,385	0,139	1,524

La condition qui doit être satisfaite, pour que l'eau arrive au sp2-2 il faut que $H_t \leq H_g$.

On optera pour un diamètre de **315 mm**,

Car : **Ht2=19.023 m** est inférieur à **Hg= 144**

Avec : une vitesse acceptable de **1,033 m/s**.

IV.10.2 Tronçon Sp2-2-R9 (Chorfa) [11] :

Données :

Longueur : 835.81m

Débit : 0.055 m³/s

Hauteur géométrique : 79.27 m

A l'aide des équations (IV-1) et (IV-2), Les diamètres minimum et maximum sont : **0,234** et **0,351m**.

Les diamètres normalisés choisies sont : 250,315

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (IV-2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SP2-2-R9

D	V	Re	λ	J	Hl	Hs	Ht
250	1,121	280254,777	0,091	0,023	19,520	1,952	21,472
315	0,706	222424,426	0,081	0,007	5,470	0,547	6,017

Etude économique :➤ **Frais d'exploitation :****Tableau (IV-3) :** Frais d'exploitation de la station de pompage SP2-2

DN (m) P	P (KW)	E (KWh)	e (DA/KWh)	Fex (DA)
0,25	72,4738269	529058,936	4,472	2365951,56
0,315	61,355686	447896,507	4,472	2002993,18

➤ **Frais d'amortissement :****Tableau (IV-4) :** Frais d'amortissement de la conduite SP2-2-R9

Diamètre	Prix unitaire	Langueur totale de conduite	Prix totale	Fam (DA)
0,25	5 057,93	835,81	4227468,47	396113,796
0,315	7 681,42	835,81	6420207,65	601573,457

➤ **Bilan global des frais****Tableau (IV-5) :** Bilan global des frais du tronçon SP2-2-R9

Diamètre (mm)	Frais d'amortissement (DA)	Frais d'exploitation (DA)	Frais total (DA)
250	396113,796	2365951,56	2762065,36
315	601573,457	2002993,18	2604566,64

Donc on peut constater que le diamètre économique est \varnothing 315 mm.

IV.10.3 Tronçon Sp3-R10(tiksiredane) :

Données :

Longueur : 4487.60m

Débit : 0.012 m³/s

Hauteur géométrique : 137.12m

A l'aide des équations (IV-1) et (IV-2), Les diamètres minimum et maximum sont : **0,109** et **0,164m**.

Les diamètres normalisés choisies sont : 110, 125, 160,200

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau (IV-6) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon SP3-R10

D	V	Re	λ	J	HI	Hs	Ht
110	1,263	138969,311	0,098	0,072	323,654	32,365	356,019
125	0,978	122292,994	0,091	0,036	159,652	15,965	175,617
160	0,597	95541,401	0,081	0,009	41,036	4,104	45,139
200	0,382	76433,121	0,072	0,003	12,094	1,209	13,303

La condition qui doit être satisfaisante, pour que l'eau arrive au R10, il faut que $H_t \leq H_g$.

On optera pour un diamètre de **160 mm**

Car : $H_{T3}=845.139$ est inférieure à $H_g= 137.12m$,

Avec : une vitesse acceptable de **0,597 m/s**.

IV.11 Conclusion :

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, nous avons calculé les différents paramètres, tel que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitation et d'amortissement, afin de trouver une solution idéale du point de vue technique et économique.

Chapitre V

Pompe et station de pompage

V.1 Introduction :

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique. L'utilisation des pompes s'impose pour des transferts de liquides à des débits élevés, à des débits réguliers, à des hauteurs élevées du sol ou à longue distance.

V.2 Classification des pompes :

Généralement les pompes véhiculant des liquides se divisent en deux catégories principales [4] :

- **Les pompes volumétriques :**
L'écoulement résulte de la variation d'une capacité occupée par le fluide.
- **Les Turbo-pompes :**
Le liquide est aspiré au centre d'une roue, ou impulsé, puis rejeté à la périphérie et canalisé par une volute jusqu'à l'orifice de refoulement. La roue comporte un nombre assez limité d'aubes inclinées vers l'arrière, parfois radiales

On peut classer les Turbo-pompes selon les paramètres suivants :

1. De la forme des aubes de la roue :

- **Pompe centrifuge s radiales :** pour lesquelles les filets de courant d'eau sont contenus dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pompe. Figure (V-01) (a).
- **Pompe s centrifuge s axiale :** pour les quelle les filets de courant sont axiaux. Figure (V-01) (c).
- **Pompe semi axiales :** (hélico-centrifuges) : Dont les filets sont situés sur des surfaces dont la méridienne est inclinée par rapport à l'axe de la pompe. C'est à dire semi-hélicoïdale (ni axiale, ni radiale). Figure (V-01) (b).

2. De la position de la pompe par rapport au niveau d'aspiration :

Selon la position de l'axe de la pompe par rapport au plan d'aspiration, on distingue :

- Des installations des pompes à dépression (en aspiration). Figure (V-02)
- Des installations des pompes en charge. Figure (V-02)
- Des installations type siphon

3. De la direction de l'axe :

On peut avoir plusieurs dispositions :

- **Pompes à axe horizontal :** conçues pour être disposées en surface, L'entretien et le démontage de ces pompes sont alors simplifiés. Figure (V-03)
- **Pompes à axe vertical :** ce sont des pompes immergées spécialement conçues pour l'équipement des puits profonds. Elles peuvent être commandées par un moteur placé en surface ou par un moteur immergé. Figure (V-04)

4. Selon le nombre d'éléments disposés en série

- Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprenant une série d'aubes fixes.
- Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série ; le fluide qui rentre va parcourir successivement chaque cellule.

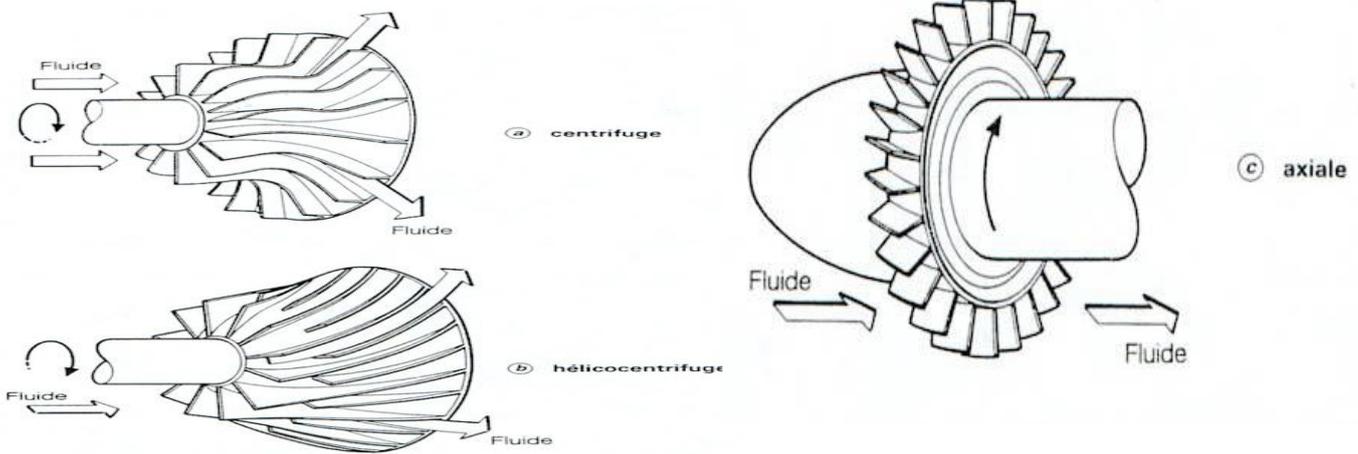


Figure (V.1) : Roues mobiles de machines centrifuge, hélico centrifuge et axiale (source BONNIN, J 1977)

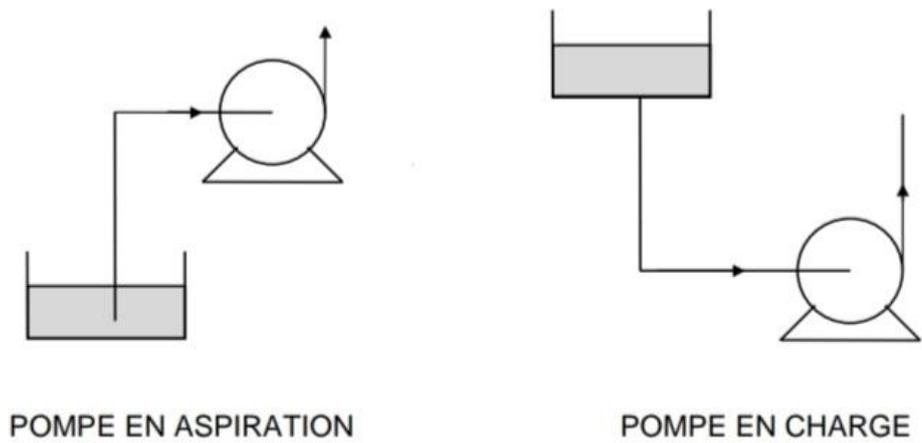


Figure (V.2) : Pompes montées en charge et en aspiration (source BONNIN, J 1977)

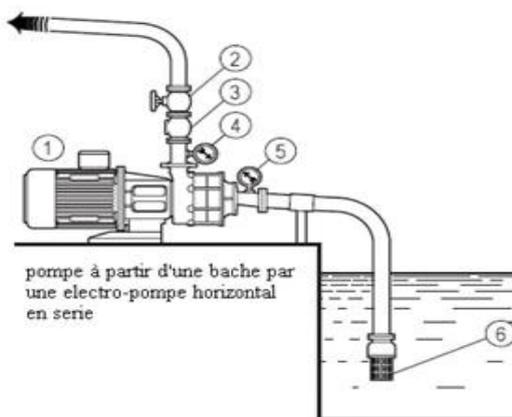


Figure (V.3) : Pompes à axe horizontal

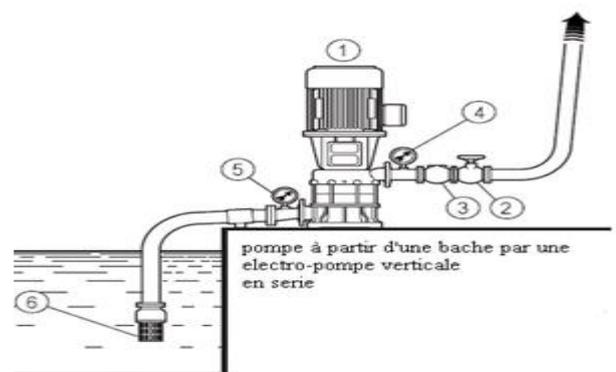


Figure (V.4) : Pompes à axe vertical

V.3 Choix de la pompe :

Les critères qui agissent sur le choix des pompes sont :

- Le débit à refouler ;
- La hauteur manométrique totale ;
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau ;
- Le meilleur rendement qui conduirait à un cout acceptable d'eau à refouler ;
- Fiabilité ;

Pour les stations de reprise SP2-2 et SP3, nous choisirons les pompes centrifuges à axe horizontal.

V.4 Caractéristiques hydrauliques d'une pompe centrifuge :

Les critères les plus importants des pompes sont [6] :

V.4.1 Le débit de pompage (Q) :

C'est le volume qu'une pompe peut ou doit fournir par unité de temps.

V.4.2 La vitesse de rotation (N) :

C'est le nombre de tours qu'effectue la pompe par unité de temps, noté N; l'unité de mesure utilisée est le tour par minute (tr/mn).

V.4.3 Hmt (Hauteur manométrique total) :

L'énergie que fournit la pompe au liquide se présente sous deux formes :

- **L'énergie de pression** : Correspond à l'augmentation de la pression dans la pompe.
- **L'énergie cinétique** : Correspond de la vitesse du liquide entre l'aspiration et le refoulement.

La Hmt s'exprime en mètre de liquide sous la formule suivante :

$$Hmt = \frac{Pr - Pa}{\gamma} + \frac{Vr^2 - Va^2}{2g} + Z \quad (V.1)$$

Avec :

- Pr : la pression de refoulement mesuré par le manomètre (bar) ;
- Pa : la pression d'aspiration mesuré e par le vacumètre (bar) ;
- Vr : vitesse de l'eau au refoulement (m/s) ;
- Va : la vitesse de l'eau à l'aspiration (m/s) ;
- Z : la différence de niveau entre le manomètre et le vacumètre (m)

Dans de nombreux cas la différence d'énergie cinétique est négligeable au regard de l'augmentation de la pression.

V.4.4 Les puissances utiles et absorbées :

V.4.4.1 Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance disponible au niveau de l'ordre d'entraînement de la roue de la pompe notée par (P_a), unité de mesure (Kw).

V.4.4.2 Puissance hydraulique (puissance utile) :

La puissance hydraulique est la puissance fournie au fluide par la pompe. Elle s'exprime en W ou le Kw.

$$P_u = \omega * Q * H \quad (V.2)$$

Avec :

Q : débit (m³/s) ;

H : Hauteur (m) ;

ω : Poids volumique de l'eau (N/m³).

V.4.5 Le rendement de la pompe :

Le rendement global permet de quantifier la transformation de l'énergie électrique en énergie hydraulique. Il s'exprime en %

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (V.3)$$

Avec :

η : Le rendement de la pompe ;

P_a : Puissance absorbée par la pompe en (Kw) ;

P_u : Puissance hydraulique en (Kw).

V.5 Courbes caractéristiques des pompes :

Les performances d'une pompe sont représentées par les courbes suivantes [6] :

V.5.1 La courbe hauteur :

C'est une représentation graphique qui exprime les variations des différentes hauteurs d'élevation en fonction du débit $H = f(Q)$.

V.5.2 La courbe puissance :

Elle présente les variations de la puissance absorbée en fonction des débits, c'est une courbe en branche de parabole, dont la courbure est tournée vers la bas $P = f(Q)$.

V.5.3 La courbe rendement-débit [$\eta = f(Q)$] :

Elle exprime les variations des rendements en fonction du débit.

V.5.4 La courbe NPSH -débit [$NPSH = f(Q)$] :

Elle exprime les variations des NPSH en fonction du débit.

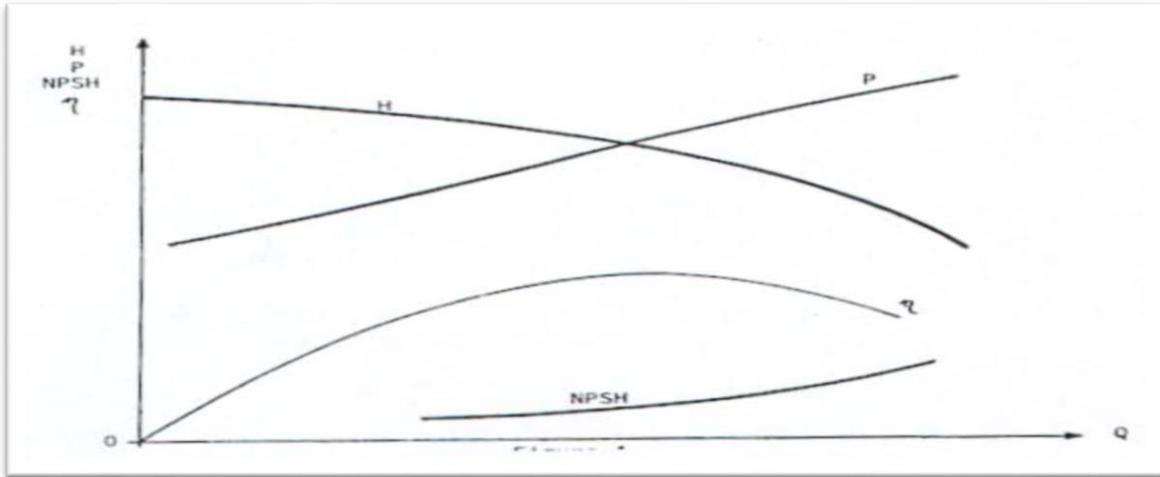


Figure (V.5) : Les courbes caractéristiques d'une pompe.

(Source DUPONT, A 1979)

V.6 Couplage des pompes :

V.6.1 Pompe en parallèle :

Lorsque l'on met deux pompes en parallèle, les débits s'ajoutent. Ainsi, on peut reconstruire la caractéristique de l'ensemble des deux pompes en sommant le débit pour une hauteur manométrique donnée. En Figure (V.6), trois pompes identiques sont mises en parallèles. Les caractéristiques pour une pompe, puis deux et trois pompes en parallèle sont tracées. Il est à noter que le rendement ne change pas.

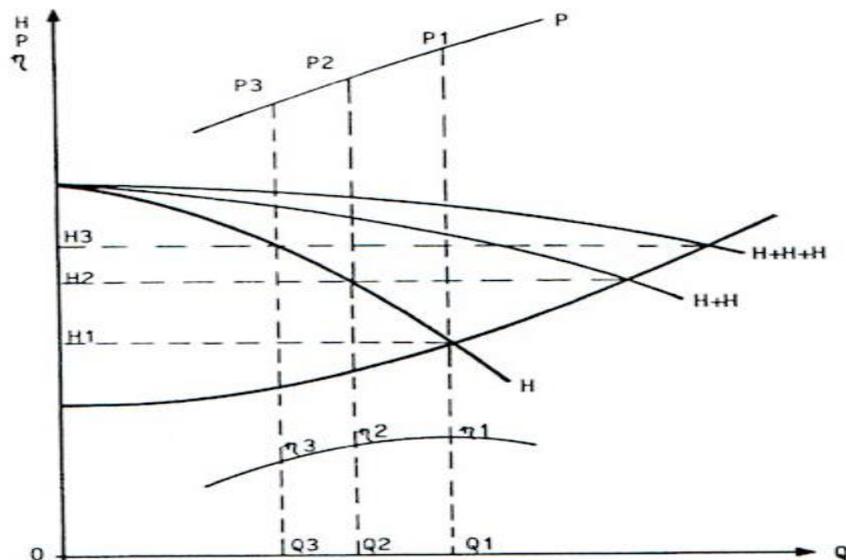


Figure (V.6) : Couplage des pompes en parallèle (source MOHAMED, T)

V.6.2 Couplage en série:

Lorsque les pompes sont en série, il faut ajouter la hauteur manométrique. On retrouve ce cas dans les pompes multicellulaires.

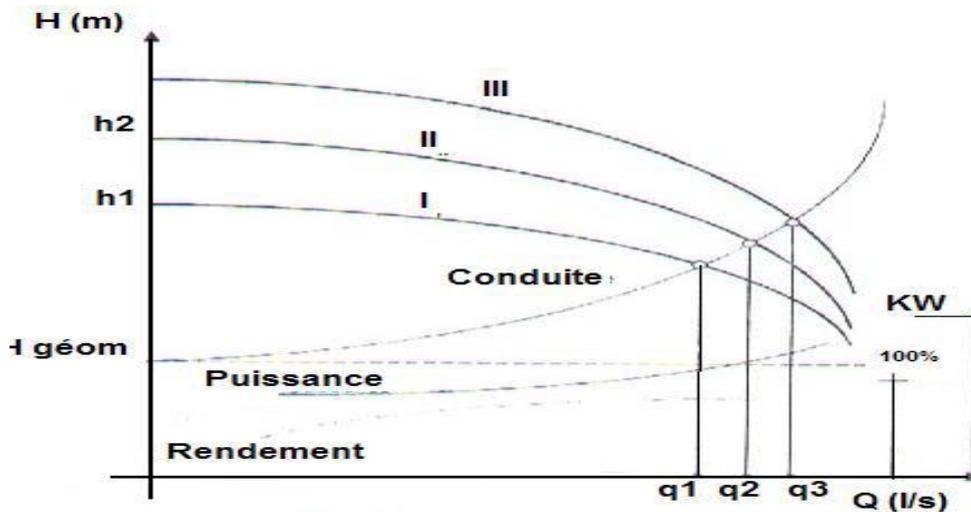


Figure (V.7) : Couplage des pompes en série (source MOHAMED, T)

V.7 Point de fonctionnement :

V.7.1 Recherche du point de fonctionnement :

Le point de fonctionnement d'une association pompe-réseau est déterminé à partir des caractéristiques H_{mt} et q_v du réseau et de la pompe, qui sont traversés par le même débit de fluide. On identifie donc le point vérifiant :

$$H_{mt}(q_v)_{pompe} = H_{mt}(q_v)_{réseau},$$

Qui est défini comme étant le point de fonctionnement de l'ensemble pompe-réseau. Ce point correspond à l'intersection de la courbe de pompe et de la courbe caractéristique du réseau.

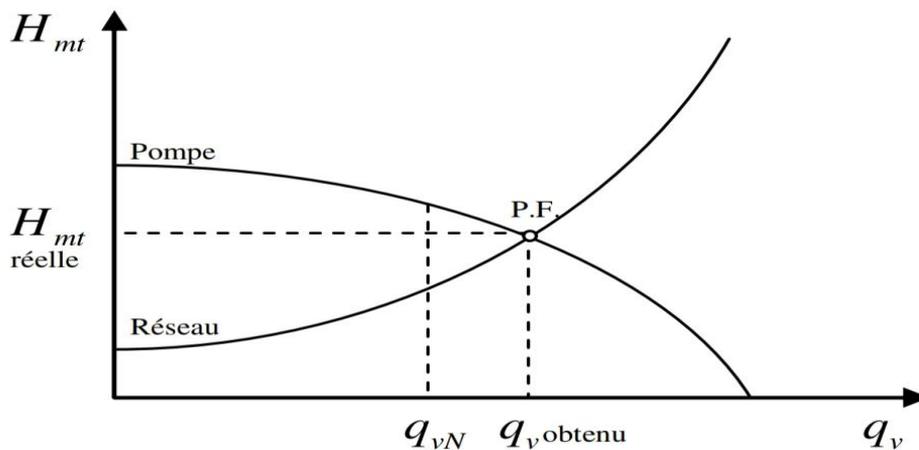


Figure (V.8): point de fonctionnement d'une pompe (source MOHAMED, T)

V.7.2 Réalisations du point de fonctionnement désire :

La détermination de ce point est basée sur des considérations techniques et économiques ; les caractéristiques de la conduite ayant été déterminées, on trace la courbe qui représente les variations des pertes de charges totales en fonctions du débit. Le point de fonctionnement (p) qui représente l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe ne coïncide pas généralement avec le débit désiré. Pour remédier à ce problème on envisage différentes méthodes :

- Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné: le débit à relever sera donc supérieur à celui désiré.
- Accepter les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement: augmentation de la consommation d'énergie.
- Rogner la roue afin de faire passer les caractéristiques (Q, H) par le point désiré: baisse du rendement de la pompe.
- Concevoir une pompe semblable susceptible de répondre aux besoins c'est-à-dire le débit, la vitesse et la hauteur nécessaire.

V.8 Etude de la cavitation [6] :

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondant à sa température. Des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges) : elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur décondensation. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars).

Pour que la pompe fonctionne normalement (sans perturbation), il faut que la pression absolue P_a à son entrée soit supérieure à la tension de vapeur de l'eau d'une quantité minimale représentée par la charge nette à l'aspiration requise $NPSH_r$.

$$NPSH_r = \frac{P_0}{\varpi} + h_v \quad (V.4)$$

Avec :

$\frac{P_0}{\varpi}$: Pression en mètre colonne d'eau au plan d'aspiration (m) ;

h_v : Tension de vapeur en m pour une température de 20° C.

La NPSH requis $(NPSH)_r$ est la hauteur minimale du liquide, supposée à sa température d'ébullition, nécessaire au dessus de l'aspiration, pour empêcher la cavitation. Il dépend de :

- Type de la pompe.
- Point de fonctionnement.

La condition de non cavitation se traduit par variation de la condition suivante

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (V.5)$$

✓ *Aspiration en dépression :*

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - H_a - (J_a - T_v) \quad (V.6)$$

✓ *Aspiration en charge :*

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} + H_a - (J_a - T_v) \quad (V.7)$$

Avec :

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m).
- J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m).
- P_0/ϖ : Pression en mètre colonne d'eau au point d'aspiration en (m).
- T_v : La pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée.

Les différents tensions de vapeur sont donnée ans le tableau ci-après :

Tableau (V-1) : tension de vapeur de l'eau pompée en fonction de la température

T°	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Tv(m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.23	0.43	0.75	1.26	2.03	4.1	4.8	10.3

On à présente le phénomène de la cavitation sur des aubes d'une pompe centrifuge dans la figure (V.9) :



Figure (V.9): Érosion par cavitation d'une roue de pompe centrifuge

V.9 Choix des pompes du projet :

Pour le choix des pompes à installer sur les différents points de refoulement, nous utiliserons le logiciel « CAPRI PUMP TUTOR », il suffit d'introduire les caractéristiques requises de la pompe et on aura tous ce qui est disponible, à savoir les caractéristiques de la pompe, du moteur et le point de fonctionnement.

V.9.1 Tronçon SP2-2-R9 :

V.9.1.1 Caractéristique de la conduite et de la pompe :

- $Q = 55 \text{ l/s}$;
- $H_g = 79.27 \text{ m}$;
- $H_{mt} = 85.28 \text{ m}$.

Les courbes caractéristiques de la pompe au niveau de la SP2-2, sont représentées dans la figure (V-10) ci-dessous,

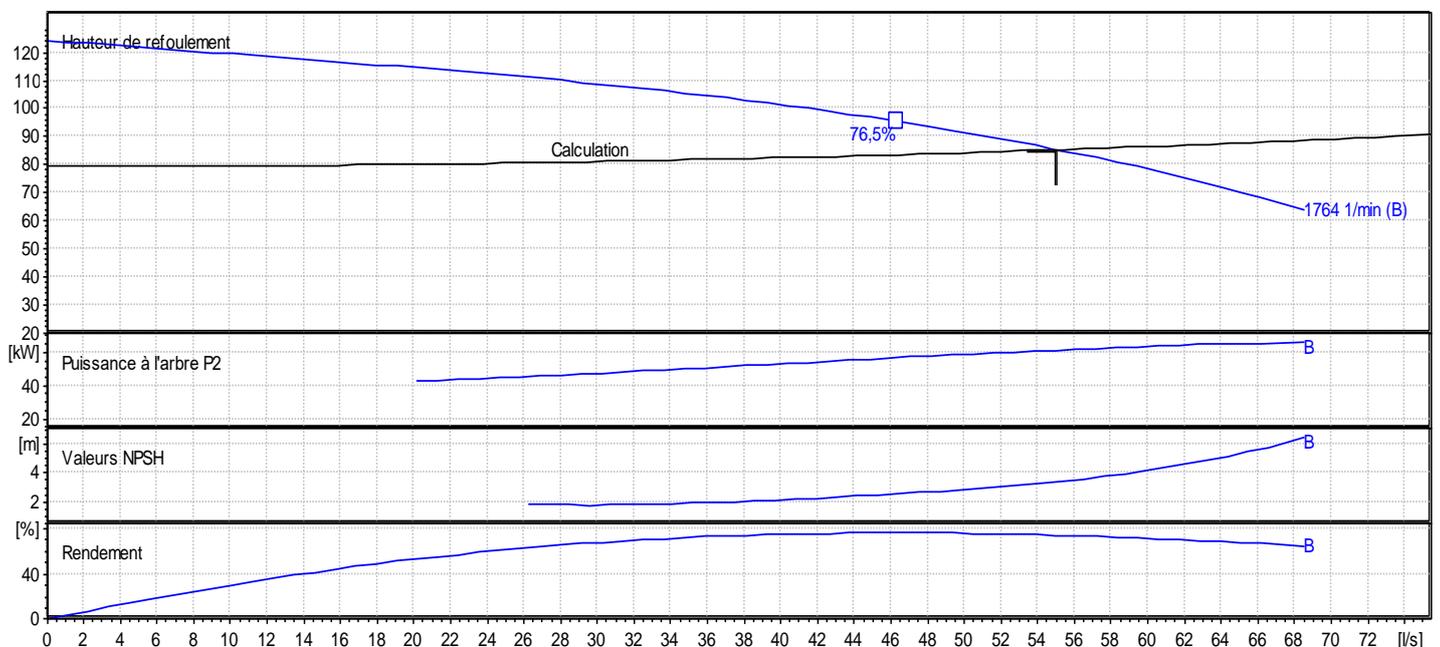


Figure (V-10) : le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SP 2-2

D'après le logiciel, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal **PM125/3B** (les détails sont donnés dans l'annexe V-1)

Après optimisation dans le logiciel ; le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré ; (voir la figure (V-10)).

V.9.1.2 Etude de la cavitation

- La cote du point d'aspiration = 467.75 m.
- Cote de l'axe de la pompe = 468.01 m.
- Hauteur de l'aspiration : $h_a = C_p - C_a = 468.01 - 467.75 = 0.26$

D'où la pompe est montée en dépression.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 467.75 = 9.58 \text{ m}$$

$$\text{NPSHd} = 9.58 - 0.26 - (0 + 0.24) = 9.08 \text{ m.}$$

Donc :

$\text{NPSHd} > \text{NPSHr} \rightarrow$ alors la pompe est hors domaine de cavitation

V.9.2 Tronçon SP3-R10:

V.9.2.1 Caractéristique de la conduite et de la pompe :

- $Q = 12 \text{ l/s}$;
- $H_g = 137.12 \text{ m}$;
- $H_{mt} = 182.25 \text{ m}$.

Les courbes caractéristiques de la pompe au niveau de la SP3, sont représentées dans la figure (V-11) ci-dessous,

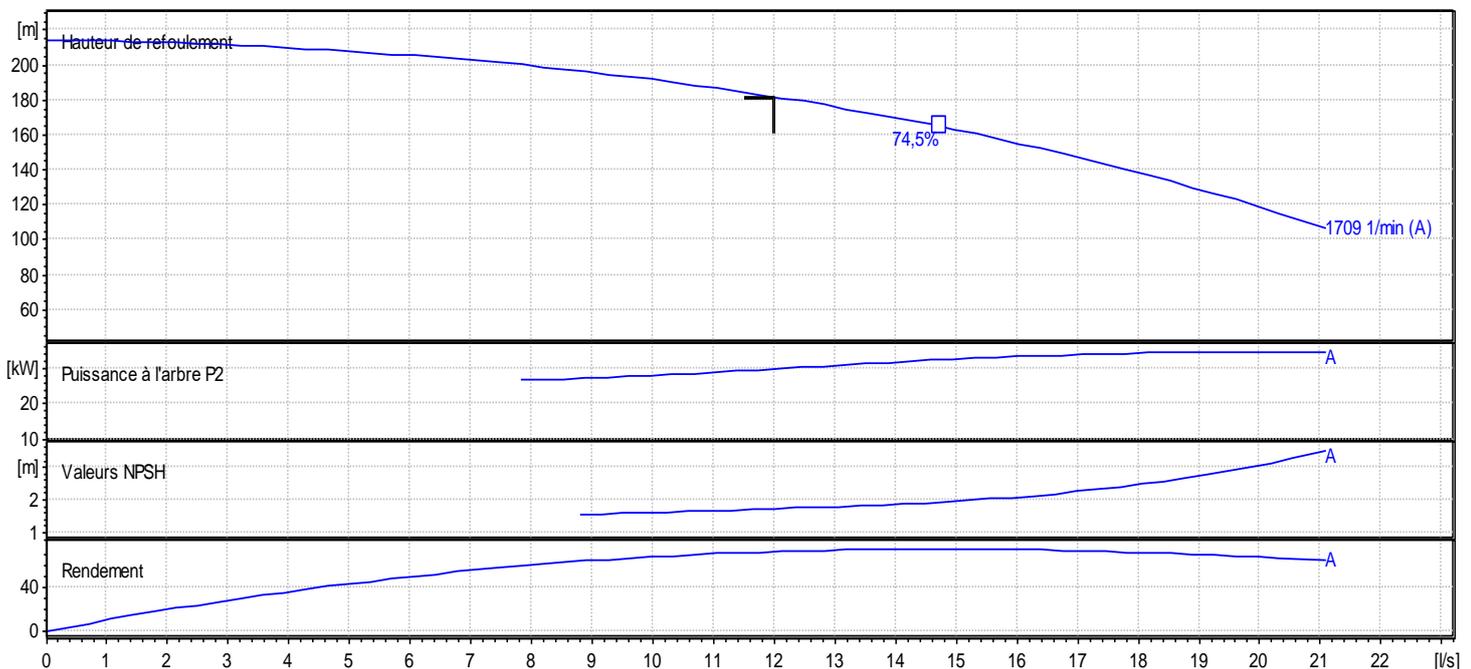


Figure (V-11) : le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SP3

D'après le logiciel, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal **PM80/10A** (les détails sont donnés dans l'annexe V-2)

Après optimisation dans le logiciel ; le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré ; (voir la figure (V-11)).

V.9.2.2 Etude de la cavitation

- La cote du point d'aspiration = 547.28 m.
- Cote de l'axe de la pompe = 541.75 m.
- Hauteur de l'aspiration : $h_a = C_p - C_a = 541.75 - 547.28 = -5.53$

D'où la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0 = 10.33 - 0.0016 \times 547.28 = 9.45 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9.45 + 5.53 - (0 + 0.24) = 14.74 \text{ m.}$$

Donc :

$NPSH_d > NPSH_r \rightarrow$ alors la pompe est hors domaine de cavitation

V.10 Conclusion :

Dans ce chapitre ; nous avons déterminé les caractéristiques des pompes qui conviennent à notre projet, par l'utilisation de logiciel « CAPRARI PUMP TUTOR » ; à la fin on trouve des pompes multicellulaires à axe horizontal pour les deux stations, avec la vérification de la condition de cavitation.

Chapitre VI

Protection et pose des conduites

VI.1 Introduction :

Pour une longévité du réseau et une alimentation en eau potable adéquate, la pose et la protection des conduites jouent un rôle très important pour l'adduction et la distribution d'eau. La longévité d'un réseau et son bon fonctionnement suppose à la fois une bonne mise en place des conduites et de ses équipements, accessoires, à savoir : les vannes, venteuse, clapets anti retours ... etc. Ainsi qu'une meilleure protection contre d'éventuelles causes de destruction. Dans ce chapitre, nous allons illustrer les différents types de pose et les méthodes de protection des conduites.

VI.2 La Protection des conduites contre le Coup de Bélier :

VI.2.1 Introduction :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire de la pression (entre surpressions et dépressions) ; résultant d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide du débit à l'extrémité aval de celle-ci. C'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subite des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (Propagation par ondes).

VI.2.2 Causes du coup de Bélier :

Les principales causes sont [6] :

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes, alimentant une conduite de refoulement ;
- Démarrage d'une pompe à vanne ouverte ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ;
- Modification de la vitesse d'une pompe.

VI.2.3 Conséquences du phénomène :

Les principales conséquences sont [9] :

- Rupture de la conduite : Eclatement du à la surpression ;
Ecrasement du à la dépression ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration du revêtement intérieure.

VI.2.4 Analyse physique du phénomène du coup de bélier [9] :

VI.2.4.1 Dans le cas d'une pompe brusquement arrêtée :

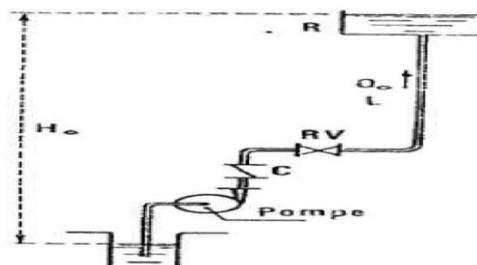


Figure (VI-1) : dispositif pratique du phénomène (source GOMELA, C. GUERREE, H 1985)

- **1re phase :**

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (L) avec une vitesse (a). Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (L/a).

- **2ème phase :**

Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche en partant du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et, au bout d'un nouveau temps L/a (soit 2.L/a à partir du début du phénomène), toute l'eau est descendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe.

- **3ème phase :**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps L/a (soit 3.L/a à partir du début du phénomène), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

- **4ème phase :**

Grâce à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps L/a (soit 4.L/a à partir du début du phénomène) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

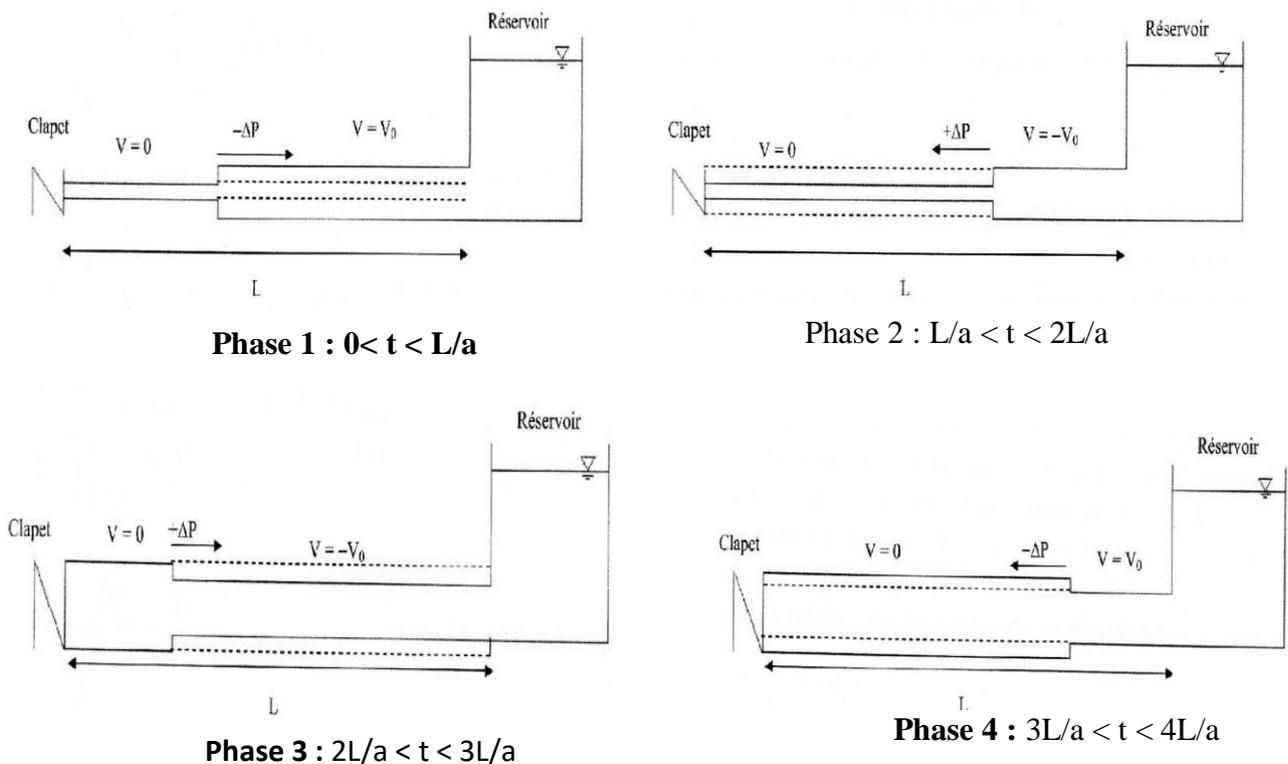


Figure (VI-2) : Phases de propagation de l'onde du coup de bélier (source DUPONT, A 1979)

Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une dépression, puis par une surpression.

VI.2.4.2 Dans le cas d'une fermeture rapide d'une vanne :

L'analyse du phénomène, dans ce cas (fermeture rapide d'une vanne située à l'extrémité d'une conduite d'adduction en provenance d'un réservoir) est exactement le même sauf qu'il commence par une surpression puis une dépression (phases 3ème, 4ème ensuite 1ère et 2ème).

VI.2.5 Moyens de protection contre le coup de bélier [10] :

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets du coup de bélier. On cherche alors à les limiter à une valeur compatible avec la résistance de la conduite : limitation de la surpression et/ou de la dépression. On utilise pour cela un appareil appelé anti-bélier.

Les appareils les plus adaptés sont les suivants:

1) Volant d'inertie :

Le volant d'inertie permet de ralentir plus progressivement l'arrêt des pompes en cas de panne de courant électrique (ou du moteur).

2) Soupapes de décharge :

Leur rôle est d'éliminer localement les pressions supérieures à une valeur donnée, définie par la pression de tarage. Il faut connaître la pression de tarage ainsi que les pertes de charge dans le branchement. Il existe aussi un temps de réaction avant le début de la décharge d'une soupape sauf dans le cas de déchargeur par anticipation. Ce temps de réaction est fortement lié à la distance entre la soupape et le point de la conduite à protéger.



Figure (VI-3) : soupape de décharge

3) Cheminée d'équilibre :

C'est l'un des dispositifs classique et anciens de protection contre le coup de bélier. Cet organe de protection est constitué d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe verticale, elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes

Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée dans le but de réduire la valeur des

surpressions produites par le coup de bélier, elle est utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts ou peut survenir une cavitation en régime transitoire.

Elle présente certains avantages, à savoir :

- Un fonctionnement qui ne nécessite aucun entretien,
- La protection idéale pour les points du parcours difficilement accessible.

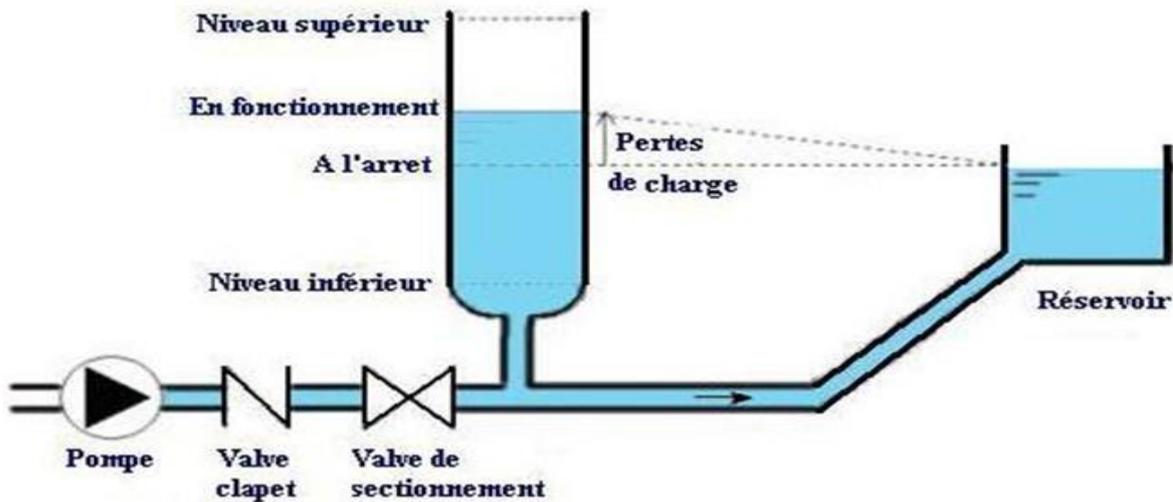


Figure (VI-4) : cheminé d'équilibre.

4) Le réservoir d'air :

Le réservoir d'air permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions. C'est une réserve d'eau accumulée sous pression dans une cuve métallique disposée dans la station de pompage et raccordée à l'aval du clapet de côté refoulement. A la disjonction on aura dépression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. Après diminution progressive puis annulation du débit dans la conduite, l'eau revient en arrière et remonte dans la cloche.

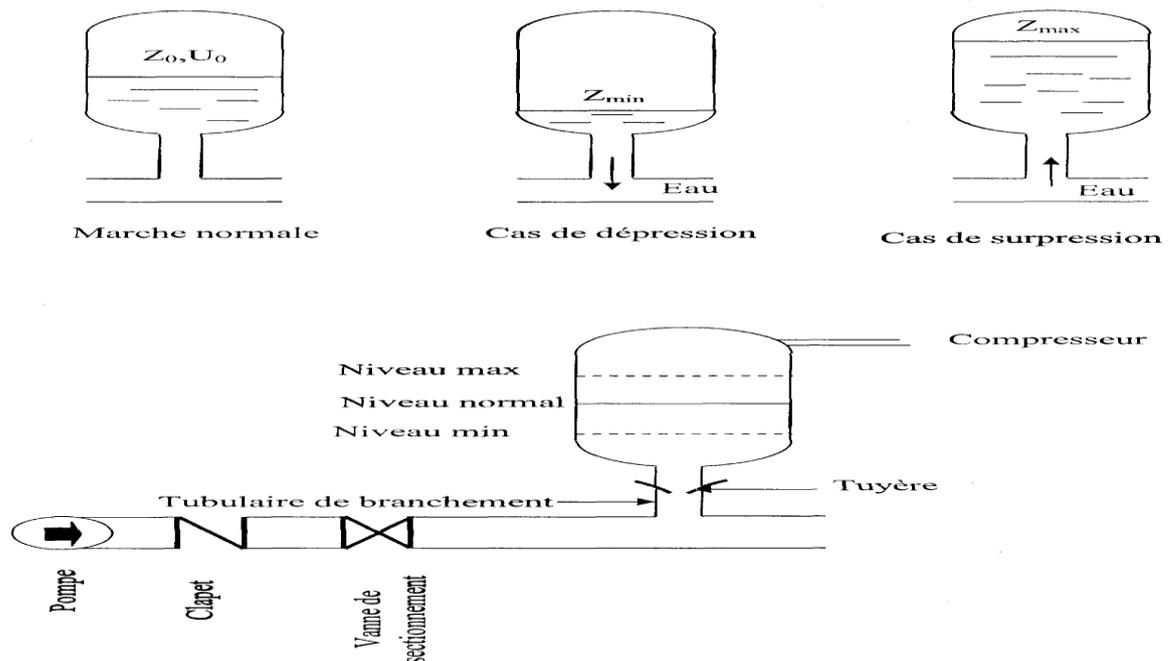


Figure (VI.6): Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air (source AHSENE, L 2016)

VI.2.6 Etude du coup de bélier [6] :

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons d'adduction, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

VI.2.6.1 Calcul de la célérité d'ondes :

La célérité est la vitesse de propagation des ondes. Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \cdot \frac{D}{e}}}$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite (K = 83 pour le PEHD).
- D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).
- e : Epaisseur de la conduite en (m).

VI.2.6.2 Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

✓ 1^{er} Cas : Fermeture brusque :

Dans le cas où la fermeture est brusque le temps de fermeture est :

$$T \leq 2L / a$$

La valeur maximale du coup de bélier donne par la formule de **JOUKOSKI**:

$$B = \frac{a \times V_0}{g}$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m),
- a : La célérité de l'onde (m/s),
- V0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s),
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

La valeur maximale de la pression (surpression) (H_s) sera :

$$H_s = H_0 + B$$

La valeur maximale de la pression (dépression) (H_d) sera :

$$H_s = H_0 - B$$

Où :

H₀: La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$H_0 = H_g + 10$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement,
- 10 : Pression atmosphérique,
- H₀ : Pression absolue de la conduite.

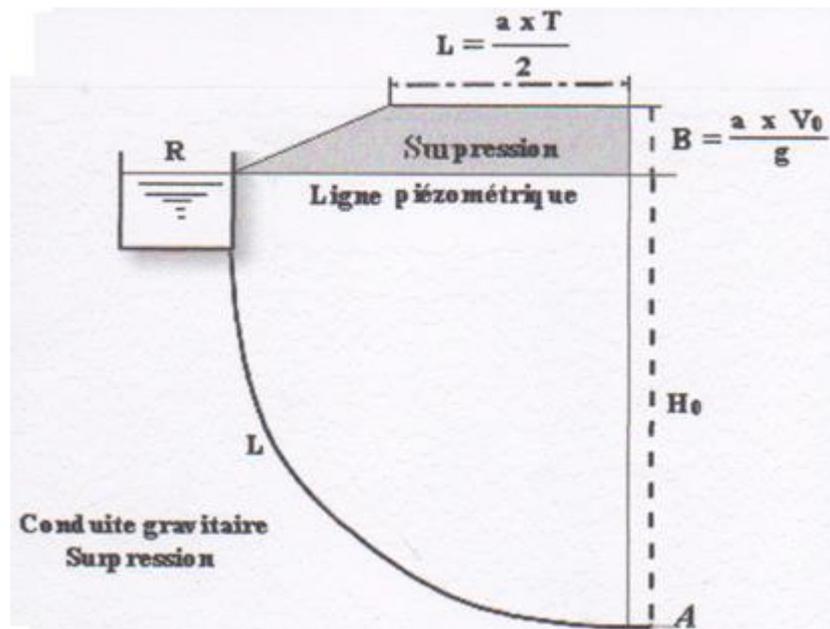


Figure (VI.7) : Les valeurs de la surpression dans les conduites gravitaires

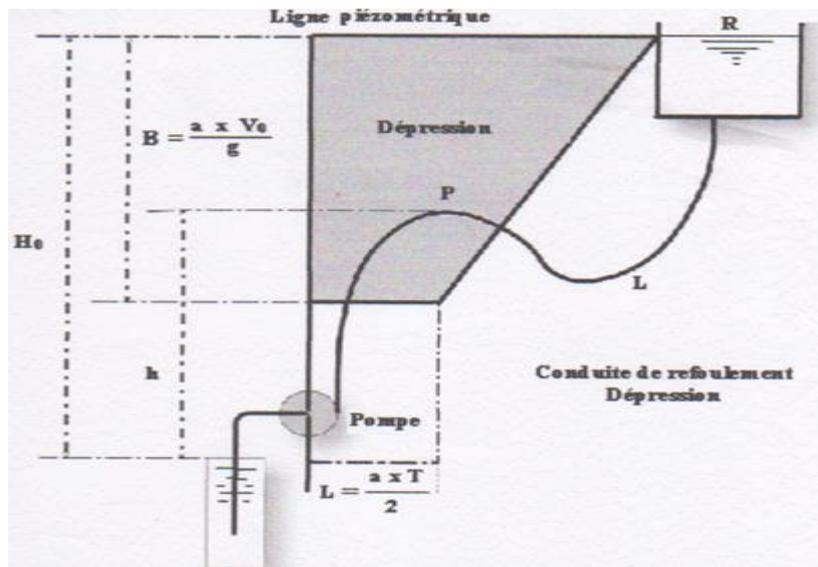


Figure (VI.8) : Les valeurs de la dépression dans les conduites de refoulement (source DUPONT, A 1979)

✓ 2^{ème} cas : fermeture lente :

Dans le cas, la fermeture est lente, le temps de fermeture est :

$$T \geq 2L / a$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T}$$

Les valeurs des suppressions et des dépressions pour le cas le plus défavorable (fermeture brusque) sont regroupées dans le tableau (VI-01) :

Tableau (VI-01) : Récapitulatif des résultats du coup de bélier.

tronçons	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)
T3-SP2-2	315	28,6	1,03	124	319,112	33,505	157,505	90,495
SP2-2-R9	315	28,6	0,7	89,27	319,112	22,771	112,041	66,499
SP3-R10	160	17,9	0,59	147,12	352,182	21,181	168,301	125,939

Commentaires :

Pour le cas des tronçons (T3 – SP2-2), (SP2-2-R9), (SP3-R10), les valeurs de la surpression dans les canalisations sont inférieures à la pression admissible des conduites de PEHD PN 16 et PN20 (pour SP3-R10) et les dépressions et sont inférieures aux pressions de services des conduites.

VI.3 Pose des canalisations**VI.3.1 Introduction:**

La Pose des conduites demeure un facteur très important pour une protection des conduites celles-ci peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles rencontrés s'ils existent [4].

VI.3.2 Les actions reçues par les conduites:

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes [12] :

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- Le poids propre de l'eau véhiculée ;
- Le tassement différentiel du terrain ;
- Les chocs lors de la mise en œuvre ;
- Action des racines des arbres.

VI.3.3 Exécution des travaux:

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont [12]

- Vérification, manutention des conduites ;
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe) ;
- Emplacement des jalons des piquets ;
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Remblai des tranchées.

VI.3.4 Vérification manutention des canalisations:

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités ;
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité ;
- Le marquage en cas de défaut.

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

a) Largeur du fond de la tranchée:

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

Avec : $B = d + 10\text{cm}$ (m)

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite(m)

b) Profondeur de la tranchée:

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

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

$H = e + d + h$ (m)

Avec :

- H : profondeur de la tranchée (m).
- e : hauteur de lit de pose(m).
- d : diamètre de la conduite (m).
- h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.
- $b = d + 10\text{cm}$

c) Choix des engins de terrassement :

Pour l'excavation des tranchées et des fouilles des regards de notre réseau, on optera pour la pelle rétro.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- Creuser au-dessous de la surface d'appui ;
- Creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- Creuser à une profondeur importante ;
- Creuser dans la direction de la machine.

VI.3.5 Aménagement du lit de pose :

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur

Qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

VI.3.5.1 La mise en place des canalisations:

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

VI.3.5.2 Assemblage des conduites :

Nous soudons cinq ou quatre tuyaux d'affilée, pour faciliter le processus de soudage et de placement à l'intérieur de la tranchée.

VI.3.5.3 Remblai des tranchées [12] :**a) Méthode générale :**

- La section transversale de la tranchée dépend de la largeur et de la profondeur ;
- La largeur est en fonction du diamètre de la conduite et de la nature du sol ;
- Un espacement de 30 cm est prévu de part et d'autre de la conduite ;
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre les efforts de surcharges et de la variation de la température, on prévoit une profondeur minimale de 0,8 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite ;
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm ;
- Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes ;
- Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite ;
- En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion.

b) Méthode exceptionnellement spécial :

Dans le cas de la route goudron en compléter l'espace restant au-dessus de la conduite complètement sable (tiffe 0.4cm) pour plusieurs raisons

- Appliquez la couche de goudron directement sur le sable
- La taille du sable reste constante par rapport au sol

VI.3.6 Nettoyage des conduites :

Dans les canalisations il se forme généralement des dépôts organiques et limoneux pour palier a ceci on utilise un procédé mécanique ou un procédé chimique à base d'acide passive.

VI.3.7 Surveillance et entretien du réseau :**a) Désinfection :**

Avant la livraison de l'eau à la consommation publique il est recommandé de procéder à la désinfection du réseau cette désinfection peut se faire soit au chlore soit permanganate de potassium.

b) Détection des fuites d'eau :

Les principales causes de fuites et qui doivent donc être évitées lors de la mise en place du réseau sont les suivantes :

- Conduites placées où il y a risque de gel.
- Terrain agressive ou instable.
- Caractéristiques de la conduite non adaptées la pression de distribution.
- Protection insuffisante par rapport au trafic de surface.
- Mauvaise qualité du matériau.
- Appui de la conduite sur un point dur.
- Diverses observations permettent de déceler la présence des fuites a savoir.
- .Baisse de pression sur le réseau.
- Augmentation des heures de fonctionnement de la station de pompage.
- Consommation anormale relevée aux compteurs généraux.
- Affaissement de terrain.

Ce sont les observations qui permettent de localiser les fuites et les affaissements de terrain.

c) Stabilisation des conduites [6] :

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton.

- Butée sur coude horizontal.
- Butée sur coude vertical.
- Butée sur branchement.
- Butée sur un cône.

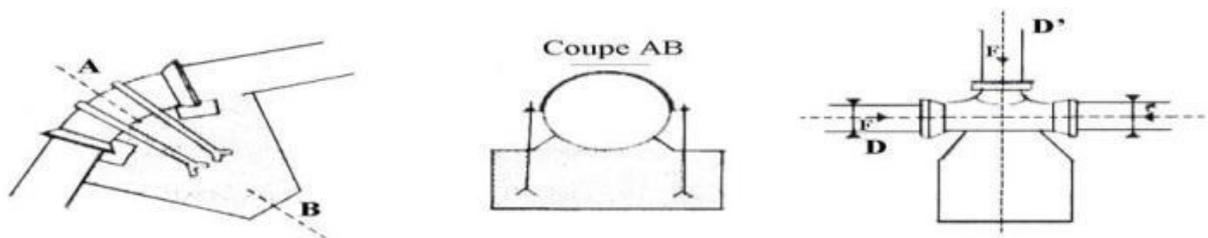


Figure (VI.9) : Butée sur coude horizontal. (Source DUPONT, A 1979)

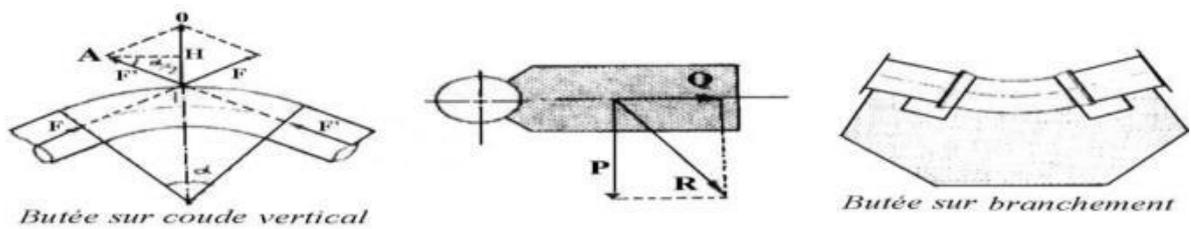


Figure (VI.10) : Butée sur coude vertical et Butée sur branchement. (Source DUPONT, A 1979)

VI.4 Conclusion :

Pour la réussite totale de projet, il faut lutter contre tous les phénomènes dangereux de la pose, le coup de bélier. Afin de protéger les conduites gravitaires contre le phénomène du coup de bélier en à calculer la suppression et les dépressions max de chaque traçons et en trouve que sont inferieur a la pression nominale des conduite

La pose de la conduite ne doit subir aucune défaillance, la bonne miss en œuvre du réseau diffère selon le tracé, l'importance du réseau et la nature du sol. Cet ensemble de critères du site doit être respectueux.

Conclusion Générale

Conclusion générale

L'alimentation en eau potable pour une agglomération en générale, repose sur une étude détaillée de la demande totale des besoins en eau, permettant le choix de toutes les composantes du réseau et le bon dimensionnement des ouvrages.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons constaté que ces besoins à long terme sont de **6953.045 (m³/j)** ; nous avons procédé à projeter trois ouvrages de stockage, le premier, représenté par une station de reprise entre le piquage et le première réservoir d'une capacité de **100 m³**, qui alimente, par refoulement, le réservoir placé au chef lieu de la commune de CHORFA d'une capacité de **2000m³**. Ce dernier alimente par refoulement le réservoir de Tikiredene avec une capacité de **500 m³**

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, à savoir des diamètres : **160** et **315** mm en PEHD de PN **20** et **16** selon la pression de service trouvée.

Le choix de la pompe adéquate a été fait par simulation dans le logiciel des pompes «**Pump Tutor Caprari** ». Pour les stations de pompages SP-2-2 et SP3, le choix s'est porté sur les pompes centrifuge à axe horizontal de type **PM 80/10A** et **PM 125/3B**, plus une de secours.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite. On a constaté que les tronçons ne présentent aucun risque. A la fin nous avons expliquer les différentes étapes de la pose des canalisations à cause de sa grande importance pour une réussite totale du projet.

Enfin, cette étude nous a parmi de mettre en pratique, toutes les connaissances que nous avons acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation, et nous espérons que ce modeste travail sera un guide bibliographique pour les promotions futures.

Bibliographie

Bibliographie

[1]:Service technique de la commune de Chorfa

[2] : Subdivision d'Hydraulique de M'Chedellah

[3]:**SALEH, A.**,«ANALYSE DU FONCTIONNEMENT DU RESEAU D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE D'EL HADJAR» mémoire de fin d'étude, Université de ANNABA,124 page, 2016

[4] **J .BONNIN** : « Aide-mémoire d'hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importance » Edition Eyrolles, 1977, paris

[5] **HUGUES, G.**, Adduction et distribution d'eau, Technique de l'ingénieur, Doc C5 195.

[6] **Dupont, A.** : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.

[7] **AHSENE, L.**, «Alimentation en eau potable (adduction) de la commune de Tizi N'Tleta à partir du piquage sur la conduite de transfert Koudiat Acerdoune(Wilaya de TIZI OUZOU) , » mémoire de fin d'étude, Master 2 ,Université de Bejaïa,120 page, 2015

[8] Control technique hydraulique BOUIRA

[9] **GOMELA, C. GUERREE, H** : «Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales,» Edition Eyrolles, Paris, 296 pages, 1985.

[10] **AMI, D. et SADOU, B.** Etude de l'adduction en eau potable de la commune d'adekar et les deux villages tifra et tizi-tifra a partir des deux forages projetés sur la rive d'oued soummam, Mémoire de fin d'études, D.E.U.A., Université Abderrahmane Mira de Bejaia, Algérie, 72 pages, 2008.

[11] : Catalogue PEHD, STMP CHIALI.

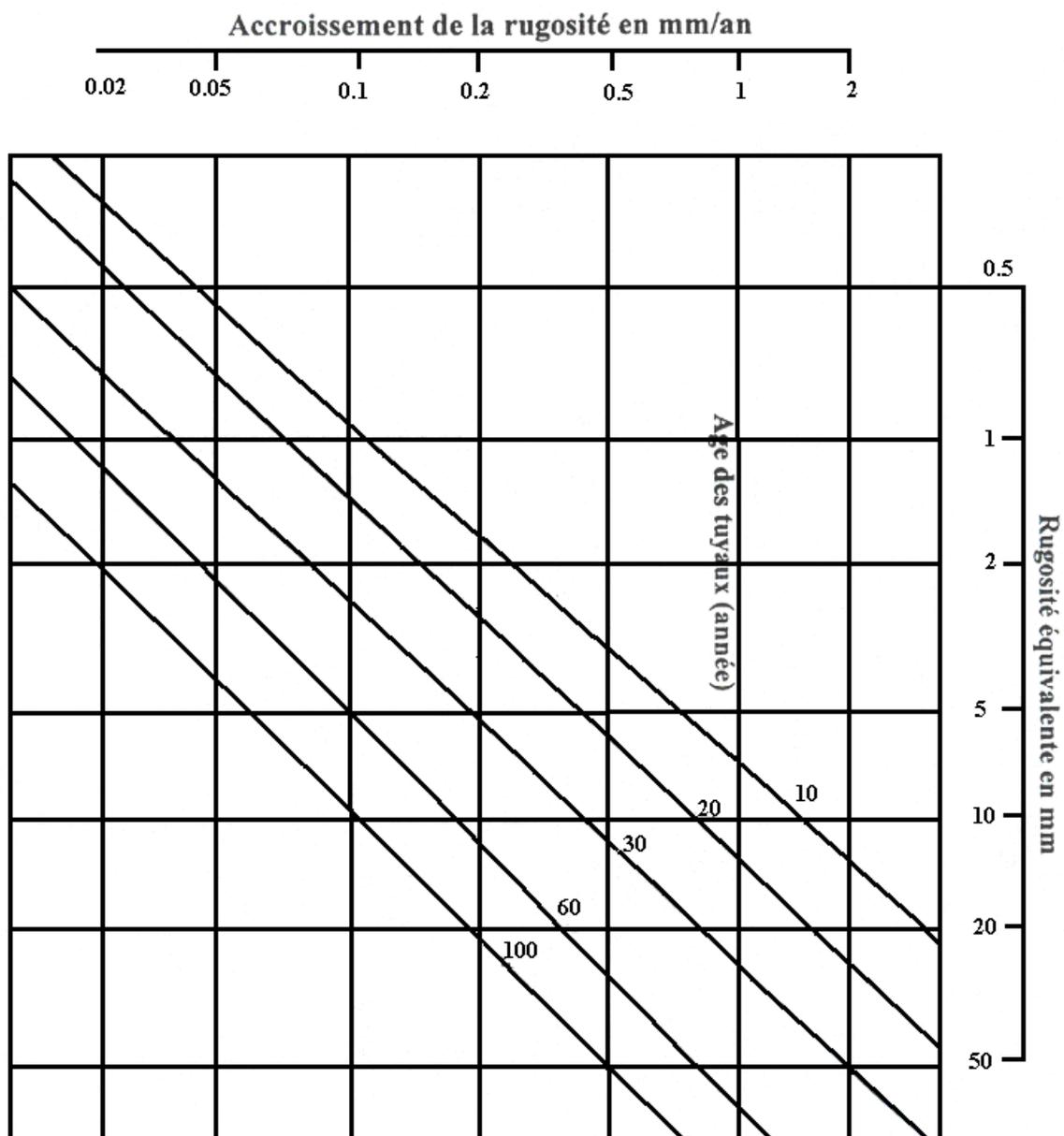
[12] Document de plan de réalisation des projets (réseau AEP et Assainissement) a DLT Blida.

Annexes

Annexe (II-01): La variation des débits horaires d'une journée en fonction du nombre d'habitant.

Heures (H)	Nombre d'habitant				
	Mois 10000	10000 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
00 – 01	01	1,5	03	3,35	0,75
01 – 02	01	1,5	3,2	3,25	0,75
02 – 03	01	1,5	2,5	3,3	01
03 – 04	01	1,5	2,6	3,2	01
04 – 05	02	2,5	3,5	3,25	03
05 – 06	03	3,5	4,1	3,4	5,5
06 – 07	05	4,5	4,5	3,85	5,5
07 – 08	6.5	5,5	4,9	4,45	5,5
08 – 09	6.5	6,25	4,9	5,2	3,5
09 – 10	5.5	6,25	4,6	5,05	3,5
10 – 11	4.5	6,25	4,8	4,85	06
11 – 12	5.5	6,25	4,7	4,6	8,5
12 – 13	07	05	4,4	4,6	8,5
13 – 14	07	05	4,1	4,55	06
14 – 15	5.5	5,5	4,2	4,75	05
15 – 16	4.5	06	4,4	4,7	05
16 – 17	05	06	4,3	4,65	3,5
17 – 18	6.5	5,5	4,1	4,35	3,5
18 – 19	6.5	05	4,5	4,4	06
19 – 20	5.0	4,5	4,5	4,3	06
20 – 21	4.5	04	4,5	4,3	06
21 – 22	03	03	4,8	3,75	03
22 – 23	02	02	4,6	3,75	02
23 – 24	01	1,5	3,3	3,7	01

Annexe (IV-01): Abaque de PETER LAMONT



Annexe (IV-02): Prix et pression nominale des conduites en PEHD

Usine & Siège : Voie A Zone Industrielle BP 160 - 22000

Sidi Bel Abbès Téléphone : 048 55 11 90 / 55 65 65 /

061 24 09 19 / 070 94 97 49

Télécopie : 048 55 58 58 / 56 92 70 / 56 50 33

Site Web : www.groupe-chiali.com

e-mail : info@groupe-chiali.com

TUBE PE**TUBE PEHD EAU POTABLE PN16**

Référence	Désignation	Diamètre	Epaisseur	Qualité	Pression	Prix HT	Prix TTC
		Ext en MM	en MM	Produit	Service	le M/L	le M/L
11 004 0201	Tube PEHD	20	2.3	PE80	16 Bars	35,52	41,56
11 004 0251	Tube PEHD	25	3.0	PE80	16 Bars	56,46	66,06
11 004 0321	Tube PEHD	32	3.6	PE80	16 Bars	88,71	103,79
11 004 0401	Tube PEHD	40	4.5	PE80	16 Bars	136,70	159,94
11 004 0501	Tube PEHD	50	5.6	PE80	16 Bars	212,38	248,48
11 004 0631	Tube PEHD	63	7.1	PE80	16 Bars	335,55	392,59
11 004 0751	Tube PEHD	75	8.4	PE80	16 Bars	475,85	556,74
11 008 0901	Tube PEHD	90	8.2	PE100	16 Bars	566,74	663,09
11 008 1101	Tube PEHD	110	10.0	PE100	16 Bars	840,88	983,83
11 008 1251	Tube PEHD	125	11.4	PE100	16 Bars	1 088,66	1 273,73
11 008 1601	Tube PEHD	160	14.6	PE100	16 Bars	1 779,29	2 081,77
11 008 2001	Tube PEHD	200	18.2	PE100	16 Bars	2 794,15	3 269,16
11 008 2501	Tube PEHD	250	22.7	PE100	16 Bars	4 323,02	5 057,93
11 008 3151	Tube PEHD	315	28.6	PE100	16 Bars	6 565,32	7 681,42
11 008 4001	Tube PEHD	400	36.3	PE100	16 Bars	10 661,29	12 473,71
11 008 5001	Tube PEHD	500	45.4	PE100	16 Bars	16 486,28	19 288,95
11 004 6301	Tube PEHD	630	57,2	PE100	16 Bars	25 408,31	29 727,72

Annexe (IV-03): Les débits véhiculant pour chaque tronçon

Tronçon	Longueur(m)	Débit (l/s)
T3-SP2-2	1234.21	80.47
SP2-2-R9	835.81	55
SP3-R10	4487.60	12

Modena - Italy

PM 125/ 3 B	
Caractéristiques requises	
Débit	55 l/s
Hauteur de refoulement	85,3 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2

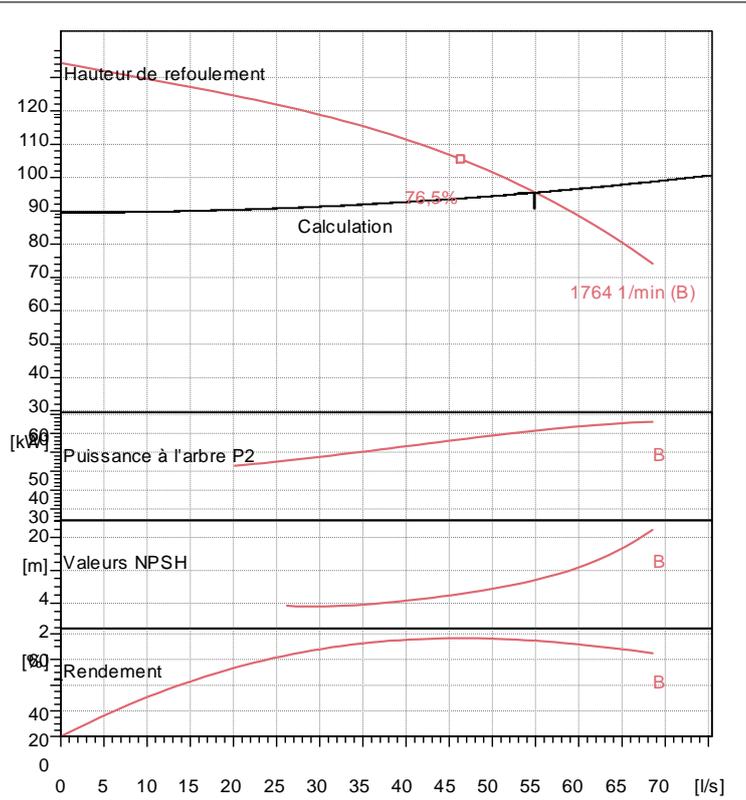
Caractéristiques de la pompe	
Débit	55 l/s
Hauteur de refoulement	85,3 m
Puissance absorbée	61,3 kW
Rendement	74,5%
Hauteur manométrique H(Q=0)	124 m
Orif. de refoulement	125 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	60 Hz
Tension nominale	460 V
Vitesse nominale	1750 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales	
Poids	471 kg

Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

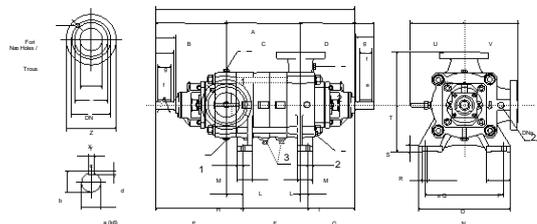


Caractéristiques de fonctionnement Courbes des performances indicatives

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
35,2	105	50,3	72,7	1,92

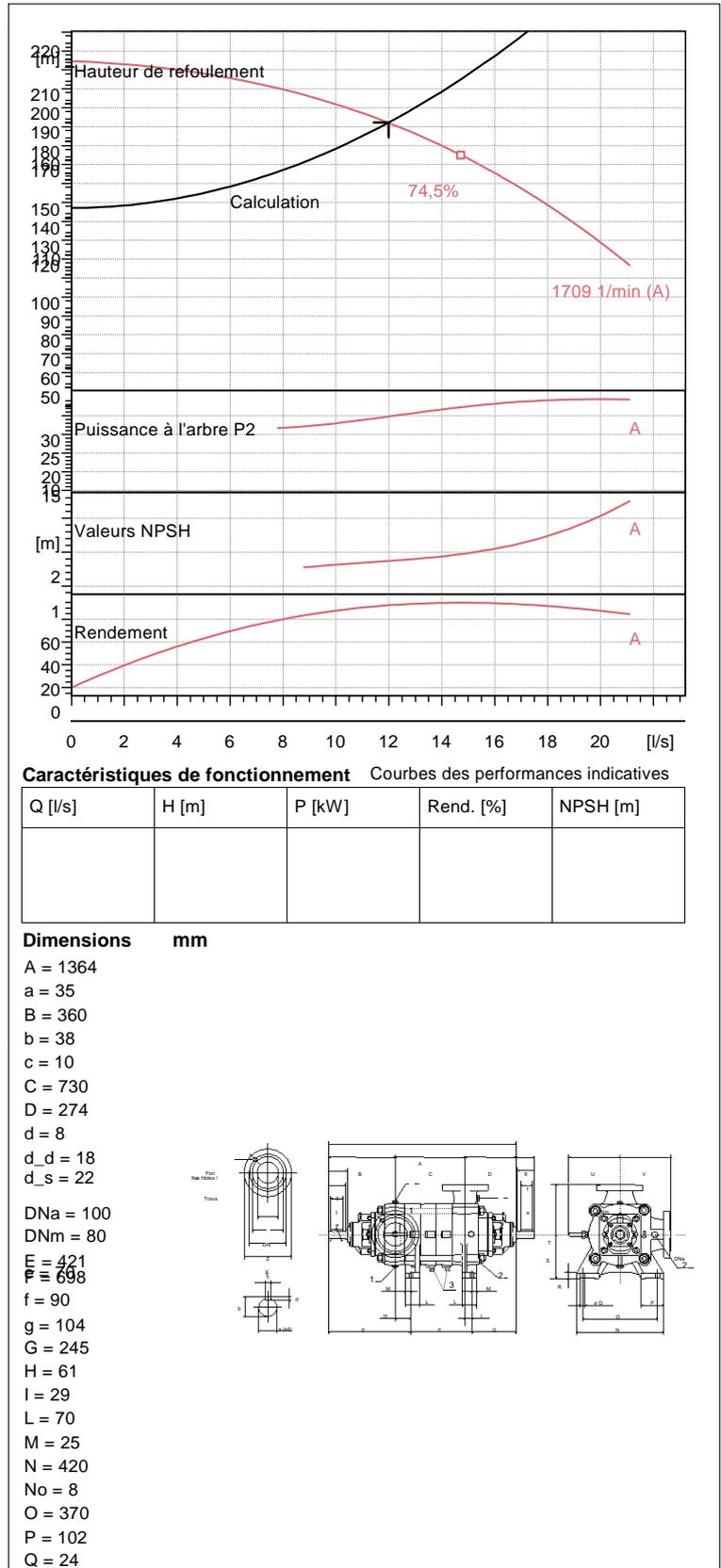
Dimensions mm

- A = 1133
- a = 45
- B = 451
- b = 48,5
- c = 14
- C = 345
- D = 337
- d = 9
- d_d = 25
- d_s = 25
- DNa = 150
- DNm = 125
- e = 100
- E = 539
- f = 110
- F = 300
- g = 125
- G = 294
- H = 88
- I = 43
- L = 100
- M = 32
- N = 570
- No = 8
- O = 460
- P = 145
- Q = 24



Notes:			
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
08.09.2020	1		

PM 80/ 10 A	
Caractéristiques requises	
Débit	12 l/s
Hauteur de refoulement	182 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	2
Caractéristiques de la pompe	
Débit	12 l/s
Hauteur de refoulement	182 m
Puissance absorbée	29,8 kW
Rendement	72,3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	215 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	60 Hz
Tension nominale	460 V
Vitesse nominale	1750 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	343 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Notes:

Date 08.09.2020	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

ملخص:

من خلال مذكرة تخرجنا تطرقنا إلى دراسة مشروع يهدف إلى تزويد بلدية الشرفة (مدينة الشرفة وتكسريدان) بالماء .
الصالح للشرب التي مصدرها سد تليزديت على مقدر ب 25 سنة على المدى البعيد
في بداية عملنا تطرقنا أولا إلى عرض مفصل لمنطقة الدراسة بعدها قمنا بحساب وتقدير لاحتياجاتها المائية
ولإيصال هذه الاحتياجات قمنا بتصميم شبكة لنقل المياه وحساب أبعاد خزانات المياه كما تطرقنا أيضا إلى دراسة تقنية
ولمردود أفضل قمنا بحماية شبكة نقل اقتصادية لتحديد قطر أنابيب المياه إضافة إلى اختيار المضخات المناسبة لكل محطة
المياه من خلال دراسة ظاهرة المطرقة المائية
الكلمات المفتاحية: خزان_ سد_ أنابيب_ المطرقة المائية

Abstract

"Through our graduation proposal, we have managed to conduct a research that aims the possible supply of clean water into the city hall of Cherfa (Cherfa takseridan). Its source from the "Talezdit dam" for the most distant extent circa 25 years ahead.

At first, we managed to present a detailed description of the area; measurements and statistics have been made aiming to point out the exact water needs and to fulfill these lacks, we built a whole brand new network to ease the water flow. Besides, mathematical measurements were made to calculate the dimensions of the water tanks. Moreover, we made sure to determine the diameter of the tubes, pipes, in presence. The selection of the rightful water pumps is a key success each stop.

All in all, we made sure to protect the water network through the study of the water extreme.

Keywords: water tanks _ dam_ pipes_ water extreme

Résumé

Nous avons discuté à travers notre note de graduation, un projet qui vise à fournir de l'eau à la commune de Chorfa (la ville de Chorfa et Takesriidan), dont la source est le barrage de Tilezdit à l'horizon de 25 ans.

Au début de nos travaux, nous avons accédé à une présentation détaillée de la zone d'étude. Ensuite, nous avons calculé et estimé ses besoins en eau.

Afin de répondre à ses besoins, nous avons conçu un réseau de transport et calculer les dimensions de réservoirs d'eau. Nous avons également discuté d'une étude technique et économique pour déterminer le diamètre des conduites d'eau. En plus de choisir les pompes adaptées à chaque zone, et pour des meilleures performances, nous avons protégé le réseau d'adduction en faisant étude au phénomène de coup de bélier.

Mots clés réservoir_ barrage_ conduites_ coup de bélier_