



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieure et de la recherche
Scientifique

Université de tizi ousou « MOULOU D MAMMERI »

Département du génie de la construction

Option hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

- LEGHIMA Salah
- RABAHI M'hand

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**
Option : ouvrage hydraulique

INTITULE :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE

**(Adduction) de la daïra de SIDI AICH à partir du piquage sur la
conduite de transfert TICHIAF
(Wilaya de Bejaïa)**

. Devant le jury composé de :

- Encadreur M^r DAHMOUS
- Président M^r BOUHALI
- Examineur M^r ZAMOUM

Année Universitaire : 2020/2021



Avant tout, je tiens à remercier le bon Dieu de m'avoir accorder courage et patience pour mener à terme ce travail et mes chaires parents et ma familles.

*Je remercie également mon promoteur **Mr DAHMOUS** de m'avoir encadrer, guider et accompagner dans ce travail ainsi que sa compréhension, ses précieux conseils, son humour et surtout pour sa patience.*

Je témoigne ma reconnaissance aussi à tous les enseignants du département génie civil qui ont participés dans ma formation.

*Comme je remercie **les membres de la subdivision d'azazga** pour leurs aide et leur conseilles , ainsi que ma chair amie lamia pour son aide.*

*Mes remerciements sont destinés aussi aux membres du jury **Mr BOUHALI** ainsi que **Mr ZAMOUM** de m'avoir fait l'honneur d'examiner mon travail.*

Sans oublier tous mes amis (es)



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail pour mes très chers parents, qu'ils trouvent en moi la source de leur fierté à qui je dois tout dont le mérite, les sacrifices et les qualités humaines qui m'ont permis de vivre ce jour , que Dieu les protège.

A mes chers frères et sœurs et leurs enfants et à tous les gens qui m'aiment.

*A tous ceux qui m'ont encouragé de faire ce projet
A tous mes amis (es) particulièrement farid, lamia, karim,
nabil, hugo et mon binôme m'hand*

A tous les amis de ma promotion 2020/2021

*A tous mes enseignants qui m'ont aidé afin d'attendre ce
niveau*

Sommaire

<u>Introduction générale</u>	2
<u>Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude</u>	3
<u>1. Introduction :</u>	3
<u>2. Situation géographique et administrative :</u>	3
<u>2.1. évolution historique :</u>	4
<u>2.2. Situation topographique :</u>	5
<u>2.3. Climatologie</u>	5
<u>2.4. Hydrographie et Hydrogéologie</u>	6
<u>2.5. Situation géotechnique</u>	6
<u>2.6. Problèmes des pentes :</u>	6
<u>2.7. Données cartographiques</u>	6
<u>2.8. Fond de plan</u>	7
<u>3. Situation socio-économique :</u>	8
<u>3.1. Données Démographique :</u>	8
<u>3.2. Infrastructure et équipement publics :</u>	8
<u>3.3. Activité agricole</u>	9
<u>3.4. VENT</u>	9
<u>3.5. Séismicité</u>	9
<u>4. Situation hydraulique</u>	9
<u>Chapitre 2 : estimation des besoins</u>	10
<u>1. Introduction :</u>	10
<u>2. Situation démographique en 2008</u>	11
<u>3. Situation démographique future (estimation de la population) :</u>	12
<u>4. La norme de consommation :</u>	13
<u>5. La consommation moyenne journalière :</u>	13
<u>6. Les équipements existants</u>	14
<u>7. Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins</u>	15
<u>7.1. Besoins domestiques :</u>	15
<u>7.2. Besoins scolaires :</u>	16
<u>7.3. Besoins sanitaires :</u>	16
<u>7.4. Besoins socio-culturels :</u>	17
<u>7.5. Besoins administratifs :</u>	17

<u>7.6. Besoin des cheptels :</u>	10
<u>8. La consommation moyenne journalière :</u>	11
<u>9. Majoration de la consommation moyenne journalière :</u>	12
<u>10. variation de la consommation journalière :</u>	12
<u>10.1. consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :</u>	13
<u>10.2. consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :</u>	13
<u>11. variation de la consommation horaire :</u>	14
<u>12. Coefficient de variation horaire $K_{max,h}$:</u>	15
<u>13. Conclusion :</u>	16
<u>Chapitre 3 : réservoir</u>	18
<u>1. Introduction</u>	18
<u>2. Caractéristiques du réservoir :</u>	18
<u>3. Classification des réservoirs</u>	18
<u>3.1. Leur position par rapport au sol :</u>	19
<u>3.2. Leur forme :</u>	20
<u>3.3. Leur mode de fermeture :</u>	20
<u>3.4. Matériaux de construction :</u>	20
<u>3.5. Selon l'usage :</u>	20
<u>4. Utilités des réservoirs :</u>	22
<u>4.1. Fonction techniques :</u>	22
<u>4.2. Fonctions économiques :</u>	22
<u>5. Qualité de l'eau dans les réservoirs :</u>	22
<u>6. Emplacement du réservoir :</u>	23
<u>7. Choix du type du réservoir :</u>	23
<u>8. Fontainerie et équipement du réservoir</u>	23
<u>8.1. Conduite d'adduction :</u>	24
<u>8.2. -Conduite de distribution :</u>	24
<u>8.3. La conduite de trop plein :</u>	25
<u>8.4. Conduite de vidange :</u>	25
<u>8.5. Conduite de bay-basse :</u>	25
<u>8.6. Ligne pilote :</u>	26
<u>8.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :</u>	26
<u>8.7.1. Le système à deux prises :</u>	26
<u>8.7.2. Le système à siphon :</u>	27

<u>8.7.3. Capacité du réservoir :</u>	28
<u>9. La méthode analytique :</u>	28
<u>9.1. Détermination de la valeur de P :</u>	28
<u>9.2. Méthode graphique :</u>	29
<u>10. Détermination de la capacité des réservoirs :</u>	30
<u>10.1. Dimensionnement de la SR1</u>	30
<u>10.2. Dimensionnement du réservoir de sidi aich(imadalou)</u>	17
<u>Conclusion :</u>	18
<u>10.3. Dimensionnement du réservoir SR2 (maala)</u>	19
<u>Conclusion :</u>	20
<u>10.4. Dimensionnement de la station de reprise (SR3) (TIMZEGHRA)</u>	20
<u>10.5. Dimensionnement du réservoir tête CNEP</u>	21
<u>Conclusion :</u>	23
<u>□ Calcul du diamètre des réservoirs :</u>	23
<u>Chapitre04 : systèmes d'adduction</u>	23
<u>11. Conclusion :</u>	23
<u>1. Introduction :</u>	26
<u>2. Topologie des systèmes d'adduction :</u>	26
Adduction gravitaire.....	26
Adduction par refoulement.....	26
<u>3. Choix du tracé :</u>	27
<u>4. Choix du type des conduites :</u>	28
<u>4.1. Conduites en PEHD :</u>	28
<u>□ Avantage :</u>	28
<u>4.2. Conduite en fonte :</u>	29
<u>□ Avantage :</u>	29
<u>5. Etude technico-économique des conduites :</u>	29
<u>5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite :</u>	29
<u>5.2. Calcul de la vitesse :</u>	30
<u>5.3. Calcul des pertes de charges :</u>	30
<u>5.3.1. Les pertes de charges linéaires :</u>	30
: <u>Calcul du coefficient des pertes de charges λ</u>	31
: <u>Régime turbulent rugueux</u>	31

: Régime transitoire	31
: Pour les tubes en PEHD :.....	31
5.3.2. les pertes de charge singulières :.....	32
5.3.3. Les pertes de charge totales :.....	32
5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation :.....	33
5.5. Puissance de pompage :.....	33
5.6. Energie consommée par la pompe :.....	33
5.7. Frais d'amortissement :.....	33
5.8. Calcul du bilan :.....	34
5.9. Prix des conduites :.....	34
6. Calcul des conduites gravitaires :.....	34
7. Equipement de l'adduction :.....	35
7.1. Robinet et vanne :.....	35
7.2. Ventouses :.....	35
7.3. Vidange :.....	35
8. Description du schéma de l'adduction :.....	35
9. Calcul du diamètre économique de l'adduction :.....	35
9.1. Tronçon SR1- R(TNT) (Adduction par refoulement) : Données :.....	35
9.1.1. Calcul de la Hmt :.....	36
9.1.2. Le frais d'exploitation :.....	36
9.1.3. Calcul des frais d'amortissement :.....	36
9.1.4. Calcul du bilan :.....	36
9.2. Tronçon R(TNT)- SR2 (Adduction gravitaire) :.....	37
9.2.1. Calcul des pertes de charge totales :.....	37
9.3. Tronçon SR2- SR3 (Adduction par refoulement) :.....	38
9.3.1. Calcul de la Hmt :.....	39
9.3.2. Le frais d'exploitation :.....	39
9.3.3. Calcul des frais d'amortissement :.....	39
9.3.4. Calcul du bilan :.....	39
9.4. Tronçon SR3- R tête (Adduction par refoulement) :.....	40
9.4.1. Calcul de la Hmt :.....	40
9.4.2. Le frais d'exploitation :.....	40
9.4.3. Calcul des frais d'amortissement :.....	41
9.4.4. Calcul du bilan :.....	41

<u>10. Conclusion :</u>	42
Chapitre05 : pompe et station de pompage	43
<u>1. Introduction :</u>	43
<u>2. Classification des pompes :</u>	43
<u>3. Caractéristiques des pompes centrifuges :</u>	44
<u>4. Constitution d'une pompe centrifuge :</u>	44
<u>5. Choix de la pompe :</u>	45
<u>6. Installation d'une pompe :</u>	45
<u>7. Courbes caractéristiques d'une pompe [6]:</u>	45
<u>7.1. La courbe hauteur - débit « H = f (Q)» :</u>	45
<u>7.2. La courbe puissance - débit :</u>	45
<u>7.3. La courbe rendement – débit :</u>	46
<u>8. Puissance absorbée :</u>	46
<u>9. Hauteur manométrique total (Hmt) :</u>	46
a) <u>La hauteur géométrique de refoulement (Hr) :</u>	46
b) <u>La hauteur géométrique d'aspiration (Ha) :</u>	47
c) <u>Les pertes de charges d'aspiration et de refoulement :</u>	47
<u>10. Point de fonctionnement :</u>	47
<u>10.1. Caractéristique de la conduite :</u>	47
<u>11. couplage des pompes :</u>	47
<u>A : Couplage en série :</u>	47
<u>B :Couplage en parallèle :</u>	47
<u>Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré :</u>	45
<u>13. Etude de la cavitation :</u>	47
: <u>Amorçage de la pompe :</u>	49
: <u>Motorisation :</u>	49
<u>14. Choix du type des pompes pour différentes stations :</u>	49
<u>14.1. Tronçon : SR1- R sidi aich :</u>	50
<u>14.1.1. Caractéristique de la conduite :</u>	50
<u>14.1.2. Caractéristique de la pompe :</u>	50
<u>14.1.3. Etude de la cavitation :</u>	51
<u>14.2. Tronçon : SR2 – SR3:</u>	51
<u>14.2.1. Caractéristique de la conduite :</u>	51

<u>14.2.2. Caractéristique de la pompe :</u>	51
<u>14.2.3. Etude de la cavitation :</u>	52
<u>14.3. Tronçon : SR3 – R tête:</u>	53
<u>14.3.1. Caractéristique de la conduite :</u>	53
<u>14.3.2. Caractéristique de la pompe :</u>	53
<u>14.3.3. Etude de la cavitation :</u>	54
<u>15. Conclusion :</u>	54
Chapitre 06 : protection et pose de conduite	56
<u>1. Introduction :</u>	56
<u>2. Protection contre la corrosion :</u>	56
<u>2.1. La corrosion externe :</u>	56
<u>2.1.1. Corrosion par formation des piles géologiques :</u>	56
<u>2.1.2. Corrosion par suite de l'influence d'une source électrique extérieure :</u>	58
<u>2.1.3. Protection cathodique :</u>	58
<u>A- Anodes réactifs</u>	59
<u>B- Soutirage de courant</u>	59
<u>2.2. La corrosion interne :</u>	60
<u>3. Protection contre le coup de bélier :</u>	61
<u>3.1. Introduction :</u>	61
<u>3.2. Cause du phénomène :</u>	61
<u>3.3. Conséquences du phénomène :</u>	61
<u>3.4. Moyens de protection contre le coup de bélier :</u>	62
<u>3.4.1. volant d'inertie :</u>	63
<u>3.4.2. Soupapes de décharge :</u>	63
<u>3.4.3. Les ventouses :</u>	64
<u>3.4.4. Cheminée d'équilibre :</u>	64
<u>3.4.5. Le réservoir d'air :</u>	65
<u>3.4.6. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier...</u>	67
<u>3.5. étude du coup de bélier :</u>	68
<u>3.5.1. Calcul de la célérité d'ondes :</u>	68
<u>3.5.2. Valeur numérique du coup de bélier :</u>	69
❖ <u>1^{er} Cas : Fermeture brusque :</u>	69
! <u>La valeur maximale de la pression-surpression est :</u>	70
! <u>La valeur maximale de la pression-dépression est :</u>	70

❖ <u>2ème Cas : Fermeture lente :</u>	70
<u>Conclusion :</u>	71
<u>4. Règle de manutention, de stockage et de pose des conduites :</u>	72
<u>4.1. Introduction :</u>	72
<u>4.2. Manutention :</u>	72
<u>4.3. Stockage :</u>	72
<u>4.4. Pose des conduites :</u>	72
<u>4.4.1. Exécution et aménagement de la canalisation :</u>	73
<u>4.4.2. La largeur et la profondeur de la tranchée :</u>	74
<u>4.5. Remblais de la tranchée :</u>	75
<u>5. Franchissement des points spéciaux :</u>	76
<u>5.1. Traversées des routes</u>	76
<u>5.2. Traversés souterraine de ravin ou d'oued</u>	77
<u>5.3. Pose en élévation</u>	77
<u>5.4. Stabilisation de la conduite</u>	77
<u>5.5. Essais hydrostatiques du réseau (en tranchée)</u>	79
<u>5.6. Le remblaiement de la conduite</u>	79
<u>5.6.1. Précaution intéressant les conduites</u>	79
<u>5.6.2. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service</u>	80
<u>6. Conclusion :</u>	80
<u>Conclusion générale</u>	82
<u>Bibliographie</u>	83

Liste des Figures

- Figure (I-1):** Cartes de situation de la zone d'étude
- Figure (III-1):** Réservoir semi-enterré cylindrique
- Figure (III-2):** Réservoir surélevé
- Figure (III-3):** Adduction avec chute libre
- Figure (III-4):** Adduction noyée
- Figure (III-5):** Conduite de distribution.
- Figure (III-6):** Système By pass
- Figure (III-7):** Système à deux prises
- Figure (III-8):** Système à siphon
- Figure (IV-1):** Adduction gravitaire
- Figure (IV-2):** Adduction par refoulement
- Figure (IV-3):** Schéma Adduction
- Figure (V-1):** Eléments constitutifs d'une turbopompe
- Figure (V-2):** installation d'une pompe horizontale
- Figure (V-3):** installation d'une pompe verticale
- Figure (V-4):** Courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge
- Figure (V-5):** Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré
- Figure (V-6):** Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge
- Figure (V-7):** Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression..
- Figure (V-8):** le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SR1
- Figure (V-9):** le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SR2
- Figure (V-10):** le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SR3
- Figure (VI-1):** Corrosion par formation des piles
- Figure (VI-2):** protection par anode réactive
- Figure (VI-3):** Protection par soutirage de courant
- Figure (VI-4):** Cas d'arrêt brusque d'une pompe
- Figure (VI-5):** Soupape de décharge
- Figure (VI-6) :** Une ventouse
- Figure (VI-7) :** Cheminée d'équilibre
- Figure (VI-8) :** Réservoir d'air
- Figure (VI-9):** Pose en tranchée d'une conduite
- Figure (VI-10):** Protection pour la traversés des routes
- Figure (VI-11):** traversée d'oued
- Figure (VI-12):** Butée sur coude horizontal
- Figure (VI-13):** Butée sur coude vertical
- Figure (VI-14):** Butée sur branchement

Liste des Tableaux

- Tableau (II-01):** Nombre d'habitants par commun pour l'année 2008
- Tableau (II-02):** Evaluation de la population aux différents horizons
- Tableau (II-03):** Equipements existants
- Tableau (II-04):** Détermination des besoins domestiques
- Tableau (II-05):** Détermination des besoins scolaires
- Tableau (II-06):** Détermination des besoins sanitaires
- Tableau (II-07):** Détermination des besoins socio-culturels
- Tableau (II-08):** Détermination des besoins administratifs
- Tableau (II-09):** Détermination des besoins des cheptels
- Tableau (II-10):** Tableau récapitulatif des besoins journaliers pour 2051
- Tableau (II-11):** Majoration de la consommation moyenne journalière
- Tableau (II-12):** Les consommations Q_{moy} ; $Q_{min j}$; $Q_{max j}$
- Tableau (II-13):** Variation des valeurs de β_{max}
- Tableau (II-14):** Détermination des valeurs de $K_{max.h}$ en fonction du nombre d'habitant
- Tableau (III-01):** Dimensionnement du réservoir de
- Tableau (III-02):** Dimensionnement du réservoir SR2
- Tableau (III-03):** Dimensionnement du réservoir Tête (
- Tableau (IV-1):** Calcul de la Hmt tronçon SR1- R (TNT)
- Tableau (IV-2):** Calcul des frais d'exploitation
- Tableau (IV-3):** Calcul des frais d'amortissement
- Tableau (IV-4):** Calcul du bilan
- Tableau (IV-5):** Calcul des pertes de charge totales tronçon R (TNT)-SR2
- Tableau (IV-6):** Calcul de la Hmt du tronçon SR2-SR3
- Tableau (IV-7):** Calcul des frais d'exploitation
- Tableau (IV-8):** Calcul des frais d'amortissement
- Tableau (IV-9):** Calcul du bilan
- Tableau (IV-10):** Calcul de la Hmt du tronçon SR3- R (tête)
- Tableau (IV-11):** Calcul des frais d'exploitation
- Tableau (IV-12):** Calcul des frais d'amortissement
- Tableau (IV-13):** Calcul du bilan
- Tableau (IV-14):** Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons
- Tableau (V-1):** Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température
- Tableau (VI-1):** Avantage et inconvénients des appareils anti-bélier
- Tableau (VI-2) :** Calcul de la valeur maximale du coup de bélier
- Tableau (VI-3):** Les différents matériaux
- Tableau (VI-4) :** Les sur largeur de la tranchée en mm
- Tableau (VI-5) :** Hauteur des couches de remblai
- Tableau (VII-1):** Avantages et inconvénients des deux systèmes

Liste des symboles

- A** : L'amortissement annuel (Annuité)
- a** : La célérité de l'onde (m/s),
- a_{eq}** : La célérité équivalente du système
- B_L** : Le bilan en (DA)
- B** : La valeur du coup de bélier (m),
- CTN** : Côte Terrain Naturel en (m)
- CTP** : Côte Trop Plein en (m)
- D_{ext}** : Diamètre extérieur,
- D_{int}** : Diamètre intérieur
- D_N** : diamètre normalisé
- d'** : Diamètre de la veine contractée
- E** : Energie consommée par la pompe (KWh)
- Fam** : Frais d'amortissement,
- e** : Prix unitaire du K.W.h. en (DA)
- e** : Epaisseur de la conduite (mm),
- g** : Accélération de la pesanteur en m/s²,
- h** : Perte de charge engendrée par le vannage en (m),
- Ha** : Hauteur d'aspiration en (m).
- Hg** : Hauteur géométrique en (m) **Hmt**:
La hauteur manométrique totale
- H₀** : Pression absolue de la conduite
- H_{incendie}** : Hauteur de la réserve d'incendie,
- i** : Taux d'annuité
- I** : Intensité débité par chaque anode (mA),
- J** : Pertes de charge par frottement en (m/ml)
- Ja** : Perte de charge à l'aspiration en (m)
- J_L** : La perte de charge linéaire en (m)
- J_S** : La perte de charge singulière en (m).
- J_T** : La perte de charge totale en (m)
- K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi ,
- K₀** : Rugosité absolue des tuyaux neufs
- K_{max,j}** : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
- K_{min,j}** : Coefficient d'irrégularité minimal
- K_{max,h}** : Coefficients de variation de consommation maximum horaire
- K_{min,h}** : Coefficients de variation de consommation minimum horaire
- L** : Longueur de la conduite en m,
- Leq** : longueur équivalente du système,
- m** : Coefficient de rognage.
- N_i**: Nombre de consommateurs,
- N_D** : Niveau dynamique du forage en (m)
- N** : Vitesse de rotation de la pompe (tr/min)
- n** : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 25 ans)

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

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

P : Puissance de pompage en (KWh)

P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW)

P₀ : Pression absolue

β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant

ν : Viscosité cinématique de l'eau,

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne (%)

ρ : Masse volumique de l'eau

η : Rendement de la pompe en %

δ₀ : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal

λ : Coefficient de pertes de charge.

P_n : Population future à l'horizon considéré,

P₀ : Population de l'année de référence,

P_U : le prix unitaire de la conduite (DA/ml),

P% : Résidu maximal dans le réservoir (%)

S : Surface de la canalisation à protéger (m²),

Q : débit refoulé dans la conduite en m³/s.

Q_{max,h} : Débit maximal horaire en (m³/h),

Q_{min,h} : Débit minimal horaire en (m³/h),

Q_{max,j} : Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année,

Q_{min,j} : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année,

Q_{moyen journalier} : Consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/s,

Q_{max,j} : Consommation maximale journalière (m³/j)

q : Dotation moyenne journalière des consommateurs en l/j/cons,

Re : Nombre de Reynolds,

r: Le pourcentage de rognage

S : section de la conduite,

T : Temps de fermeture des vannes,

T : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h),

T_v: C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée

T: Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite,

t : Nombre d'heure de pompage (h)

t : Temps de service = 25 ans,

U₀ : volume d'air initial,

V : Vitesse d'écoulement en m/s,

V : volume nouveau de l'air,

V_f : Vitesse finale choisie,

V_{max} : Volume maximal de stockage (m³)

V_m: moyenne arithmétique de la vitesse choisit.

V_{sr} : Volume de la station de reprise (m³),

V_{tot} = Volume total du réservoir (m³).

V_{incendie} : Volume d'incendie,

Z : pression dans le réservoir d'air.

Z_0 : pression absolue,

α : Coefficient de vieillissement

α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort

Introduction générale

L'homme depuis son existence a su utiliser l'eau dans ses diverses activités que ce soit pour sa propre consommation ou pour l'agriculture. De nos jours l'eau demeure plus que jamais l'élément indispensable au développement de la vie humaine ainsi que celle de la faune et de la flore

En Algérie, le problème de la satisfaction en eau 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 sens en particulier dans les montagnes de la petite Kabylie, exactement de la daïra de SIDI AICH ,wilaya de BEJAIA ; la situation en eau potable de la zone est moyenne même faible malgré l'importante ressource hydrique existante au niveau de la nappe alluviale.

Néanmoins, le problème du manque d'eau potable est du essentiellement à l'accroissement démographique et l'extension que connaît cette région.

La demande en eau devient de plus en plus accrus et les besoins de moins en moins satisfaits. Pour cela. La nécessité de rénovation et d'extension du réseau est indispensable.

L'objet de notre étude est de satisfaire les besoins en eau potable de la daïra de SIDI AICH à partir du piquage du transfère de TICHIAF.

Afin d'aboutir aux objectifs, notre travail sera articulé sur les points suivants :

- En premier lieu nous donnerons une idée générale sur le site et la situation hydrique dans la région d'étude.
- En second lieu, nous présenterons les estimations des différents besoins de la population, dans le but de faire un bilan des besoins à satisfaire à l'horizon futur.
- Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage projetés ainsi que les stations de reprises.
- Dans le quatrième chapitre, on s'intéressera au dimensionnement des conduites d'adduction, en se basant sur l'influence des paramètres technico- économiques.

- Le choix des pompes à utiliser pour les stations de pompage, sera détaillé dans le cinquième chapitre.
- Enfin nous terminerons notre étude par la protection et pose des conduites en prenant toutes les dispositions nécessaires afin d'avoir un réseau fiable et durable.

On terminera avec une conclusion générale

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude	3
1. Introduction :	3
2. Situation géographique et administrative :	3
2.1. évolution historique :	4
2.2. Situation topographique :	4
2.3. Climatologie	4
2.4. Hydrographie et Hydrogéologie	4
2.5. Situation géotechnique	5
2.6. Problèmes des pentes :	5
2.7. Données cartographiques	5
2.8. Fond de plan	6
3. Situation socio-économique :	7
3.1. Données Démographique :	7
3.2. Infrastructure et équipement publics :	7
3.3. Activité agricole	7
3.4. VENT	8
3.5. Séismicité	8
4. Situation hydraulique	8
5.conclusion	9

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude

1. INTRODUCTION :

Le présent chapitre rassemble les différentes données qui permettent la description de la zone faisant objet de notre projet.

L'objectif de ce premier chapitre est l'étude du site pour connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet du point de vue géographique, climatique, démographique, et hydraulique.

2. SITUATION GEOGRAPHIQUE ET ADMINISTRATIVE :

La commune de SIDI AICH se situe dans la vallée de la Soummam à une altitude d'environ 100 m NGA. Elle est à environ 45 kilomètres au Sud Ouest du chef lieu de la wilaya de Bejaïa et environ 220 kilomètres à l'est de la capitale. Après le découpage administratif de 1984, la commune de Sidi Aïch a vue sa superficie passer de 51.15 km² à 7.70 km² au profil de la création de cinq nouvelles communes. Actuellement elle est délimitée comme suit :

- Au nord et au nord Est par la commune de Tinebdar et Fenaia Il-Maten.
- A l'ouest par la commune d'El-Flay.
- A l'est par la commune de Timezrit.
- Au sud par la commune de Sidi Ayad.

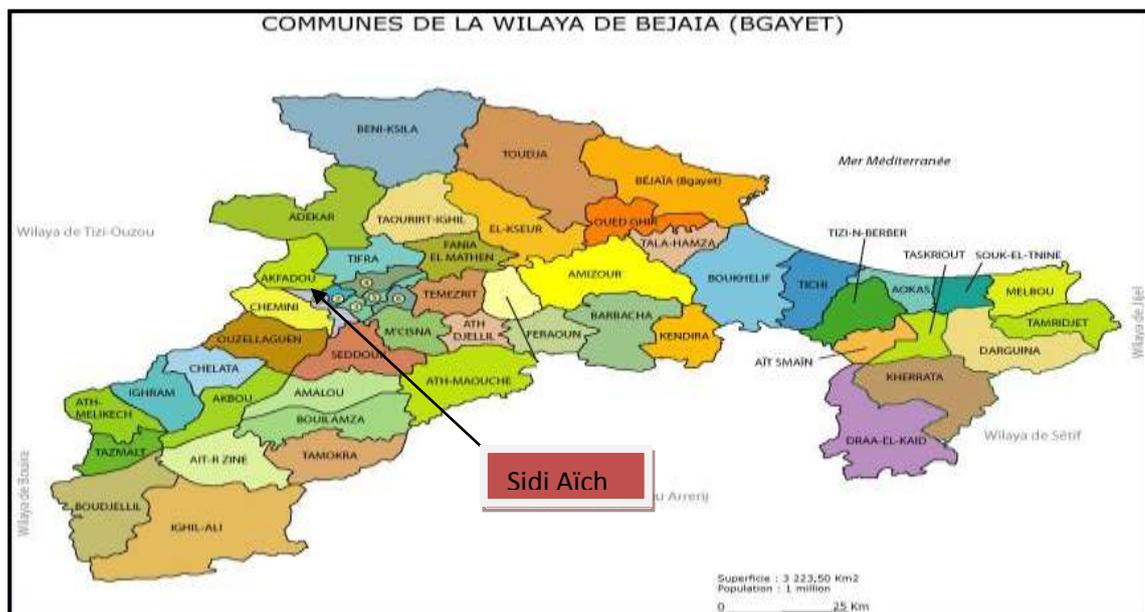


Figure 1: plan de la situation de la zone d'étude

La commune de Sidi Aïch est traversée par la route nationale N°26, axe principale qui traverse toute la wilaya de Bejaïa à travers la vallée de la Soummam. Sa population se caractérise par sa forte densité au km² (1773 habitants/km²). Cette situation nous révèle la forte attractivité de la commune.

La commune de Sidi Aïch, est composée de 05 localités, Sidi Aïch ,Tifra,Sidi ayad,Leflay,Tinabdher .

2.1. Evolution historique :

Un centre administratif français a été créé en 1874. Pendant la colonisation française, la commune de Sidi Aïch dépendait à l'origine du département de Constantine.

En 1957 elle a été rattachée au département de Sétif et en 1974 elle a été rattachée à la wilaya de Béjaïa.

2.2. Situation topographique :

La commune de Sidi Aïch est située dans la vallée de la Soummam intra montagneuse qui se présente sous forme d'un couloir étroit et à font plat. Elle comprend trois types de relief :

- La Plaine : Située le long de la partie centrale de l'agglomération chef lieu de Sidi Aïch et au NE-SO de la zone éparsée (Remila). Elle présente une pente inférieure à 5% avec une altitude ne dépassant pas les 100m.
- Piémont : zone intermédiaire entre montagne et plaine, située le long de la partie centrale de Remila et de part et d'autre de la plaine au niveau du chef lieu. L'altitude au piémont dépasse les 100m.
- La montagne : Située au nord et au sud de la commune, présente une pente qui dépasse les 45%.

2.3. Climatologie

La commune de Sidi Aïch est exposée aux influences du climat méditerranéen du Nord Est (Côté Remila) et du climat aride du Sud Ouest (côté Sidi Aïch), elle présente un climat méditerranéen sub humide, caractérisé par une saison humide de novembre à la mi-mai et une saison sèche du mi- mai à la mi-juin et des courtes périodes de sub sécheresse entre ces deux périodes principales.

2.4. Hydrographie et Hydrogéologie

Le réseau hydrographique de Sidi Aïch est caractérisé par un réseau hydrographique dense. Il est constitué principalement par l'oued Soummam qui est alimenté à partir des

petites cours d'eau qui prennent leurs ressources sur les hauteurs des montagnes et s'orientent vers l'oued Soummam.

La commune de Sidi Aïch est alimentée par trois forages, les deux premiers font partie de la commune d'El Flay et alimente le chef lieu, le troisième est localisé à Remila situé au niveau de la plaine de la Soummam donc alimenté par la nappe alluviale.

Les ressources en eaux souterraines sont très limitées vu que la vallée de l'oued Soummam est très étroite au niveau de la commune.

Il existe le long de la commune de Sidi Aïch plusieurs puits au nombre de 48, dont deux sont collectifs, un au niveau d'ERIAD (débit : 10 l/s à l'arrêt depuis 1994, l'autre abandonné, il se trouve au niveau du CENT).

Les 46 autres puits restant sont individuels :

- 32 puits à Remila, à usage d'irrigation agricole et aux jardinages familiaux.
- Le reste c'est à usage domestique situé à Sidi Aïch.

L'achèvement des travaux du barrage de TICHY HAF et la mise en eau en mois Mars 2008, est d'un apport considérable pour la commune.

2.5. Situation géotechnique

Les problèmes qui caractérisent le terrain sont directement liés à la nature du sol, la présence de fortes pentes des talus et les manifestations sismiques en ces lieux.

2.6. Problèmes des pentes :

Les pentes supérieures à 15% sont assez fréquentes et elles jouent un grand rôle quant à la stabilisation du sol et en combinaison avec les autres paramètres, ce type de pentes nous amène à être très limités quant au choix du type de construction à édifier.

2.7. Données cartographiques

L'étude est principalement orientée vers l'établissement et la mise à jour des plans du réseau et la cartographie de l'ensemble du système d'alimentation en eau potable de la commune de Sidi Aïch.

Pour atteindre cet objectif, il est indispensable et nécessaire de recueillir un maximum de données auprès des différents services et administrations : Service urbanisme (APC de Sidi Aïch), l'Algérienne Des Eaux (ADE locale), Subdivision de l'hydraulique, SUCH (Subdivision de l'urbanisme et de construction et de l'habitat),...

Comme il a été évoqué plus haut, l'objectif de cette étude est l'actualisation de l'étude d'alimentation en eau potable du réseau de distribution de la commune de Sidi Aïch établit par le bureau d'étude Géo-Système en 1995, par rapport aux nouveaux aménagements urbain et hydraulique.

2.8. Fond de plan

Le fond de plan utilisé par le bureau d'étude Géo-système en 1995, sur l'étude d'alimentation en eau potable de la ville de Sidi Aïch est une restitution sur photo satellite géo-référenciée. C'est le seul fond de plan en informatique qu'on a pu avoir, voir figure ci-dessous

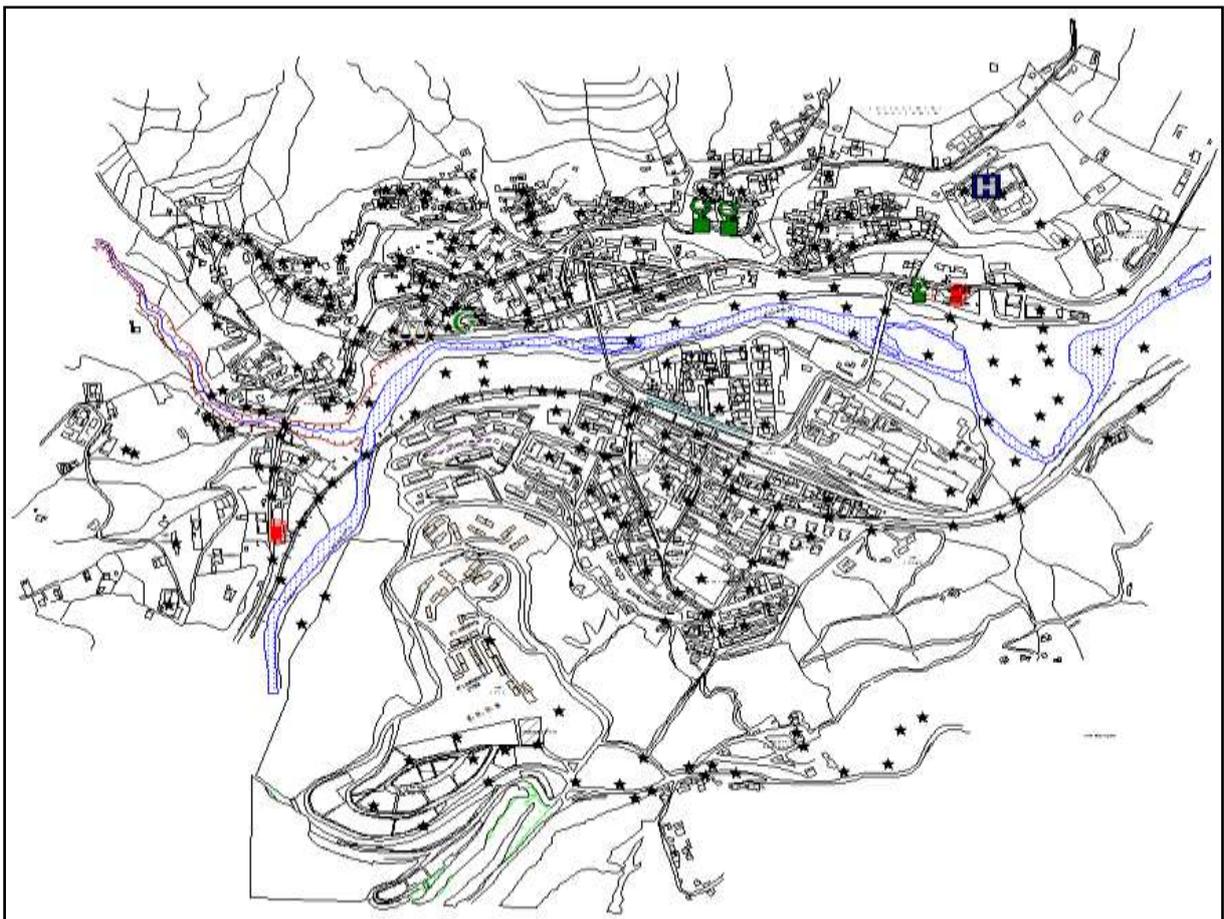


Figure 2: fond de plan urbain

On s'est rendu compte que ce fond de plan urbain n'était pas exploitable sur le champ pour les raisons suivantes :

- Ce fond de plan ne couvre pas toute la ville de Sidi Aïch. Comme on peut le constater sur la figure 3, il existe des quartiers non cartographiés à savoir ; Quartier Bouzermane, Quartier Maala, Zhun I et II ainsi que l'agglomération de Remila, qui ne contient aucun fond de plan.

- Ce fond de plan contient des points côtés terrain naturel qui sont implantés pour avoir une idée général du relief de la ville. Ces points côtés ne couvrent pas toute la ville ni même toutes les routes et ruelles à savoir ; Quartier Maala, Quartier 216 logements, Zhun I et II, Quartier Hamla.

A cet effet le consultant a pris ce fond de plan comme base de travail et ensuite commencé à établir les mises à jour par rapport aux aménagements créés entre 1995 et 2012.

3. SITUATION SOCIO-ECONOMIQUE :

3.1. Données Démographique :

La population de Sidi Aïch serait selon les chiffres préliminaires du recensement d'avril 2008 de 12870 habitants pour le chef lieu et de 905 habitants pour l'agglomération de Remila. Au total la commune de Sidi Aïch compterait donc 13775 habitants.

3.2. Infrastructure et équipement publics :

La commune de sidi aich comme toutes les communes de nous jours, subit une densification importante et accélérée, et assiste à un phénomène d'urbanisation irréflecti et incontrôlé ; cela est due à la situation économique et sociale très difficile. Nous listons ci après les différents équipements recensées pour les besoins de notre étude.

D'après le PDAU ? une nouvelle dynamique est donnés a cette agglomération, avec le programme de logements nouveaux (CNEP...), ainsi que la réalisation de certain équipements tels que le centre de santé, agence PTT, siège APC, maison de jeunes et un collège.

3.3. Activité agricole

En plus de l'importante superficie agricole dont elle dispose, la région pourrait bénéficier de l'engouement pour les produits bio, qui concourt à l'épanouissement des métiers de la terre.

La zone de Sidi Aïch couvre une région caractérisée par un relief montagneux à forte pente, traversée par l'oued Soummam, et qui s'étend sur une superficie de 7399 hectares, dont 6706 de superficie agricole totale (SAT).

3.4. VENT

Les vents les plus dominants le site sont de direction nord et du sud est. Les vents des autres directions sont d'une faible fréquence.

3.5. Séismicité

Si la méditerranée apparait aujourd'hui comme l'une des zones de séismicité, c'est autant à l'existence de plissements alpins qu'à celles d'effondrements actifs encore de nos jours qu'elle doit.

D'après les manifestations sismiques ressenties et les publications de ministère de travaux publics ; l'atlas tellien constitue en Algérie l'un des éléments géologique proches du plissement alpin.

Dans ce cas on peut dire que Bejaia est sujet à une sismicité continue, et la région de Sidi Aïch ne peut en aucun cas échapper à cette règle.

4. SITUATION HYDRAULIQUE

Le réseau d'eau potable de la commune de Sidi Aïch dessert 02 Agglomérations. Le nombre d'abonnés desservi par le réseau est de 3717 abonnés en 2012 (**Source : ADE Sidi Aïch**). Son linéaire est estimé à environ 58.60 km (hors branchements).

La totalité du réseau est alimenté par 4 ressources :

- Le forage d'Aghernouz, qui alimente la rive gauche de l'agglomération chef lieu de la commune de Sidi Aïch.
- Le forage de l'oued Imoula, qui alimente la rive droite de l'agglomération chef lieu de la commune de Sidi Aïch.
- Le forage de Remila, qui alimente l'agglomération de Remila.
- Le barrage TichyHaft qui alimente l'agglomération chef lieu de la commune de Sidi Aïch.

5. CONCLUSION

Après avoir présenté notre région d'étude nous allons présenter dans le chapitre suivant l'estimation des besoins .

Chapitre 2 : estimation des besoins	10
1. Introduction :.....	10
2. Situation démographique en 2008	10
3. Situation démographique future (estimation de la population) :.....	11
4. La norme de consommation :.....	12
5. La consommation moyenne journalière :.....	12
6. Les équipements existants	13
7. Calcul de la consommation moyenne journalière pour les différents besoins	14
7.1. Besoins domestiques :.....	14
7.2. Besoins scolaires :.....	14
7.3. Besoins sanitaires :.....	15
7.4. Besoins socio-culturels :.....	15
7.5. Besoins administratifs :.....	16
7.6. Besoin des cheptels :.....	10
8. La consommation moyenne journalière :.....	11
9. Majoration de la consommation moyenne journalière :.....	12
10. variation de la consommation journalière :.....	12
10.1. consommation maximale journalière (Q_{maxj}) :.....	13
10.2. consommation minimale journalière (Q_{minj}) :.....	13
11. variation de la consommation horaire :.....	14
12. Coefficient de variation horaire K_{maxh} :.....	15
13. Conclusion :.....	16

Chapitre 2 : Estimation des besoins

1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous examinerons les besoins en eau des communes Tifra, Sidi Ayad, Sidi Aich, Leflay, Tinabdher, d'ici 30 ans donc à l'horizon 2051, pour cela on doit tenir compte de l'accroissement de la consommation due essentiellement à :

- L'amélioration du cadre de vie ;
L'industrialisation ;
- L'accroissement de la population ;

La consommation de l'eau varie en fonction des types de consommateurs. Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommateurs existants .

2. SITUATION DEMOGRAPHIQUE EN 2008

Selon le RGPH 2008 remis par l'administration, le nombre d'habitant par commus est résumé dans le tableau suivant :

Les communes	Nombres d'habitants
Tifra	2191
Sidi Ayad	1272
Sidi Aich	7449
Leflay	2709
Tinabdher	1756

Tableau (II-01) : Nombre d'habitants par communs pour l'année 2008

3. SITUATION DEMOGRAPHIQUE FUTURE (ESTIMATION DE LA POPULATION) :

L'évolution démographique en Algérie, suit la loi des accroissements géométriques donnée par la relation des intérêts composés qui tient compte des naissances, du taux d'immigration et du taux de mortalité, à savoir :

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

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 SIDI AICH, le taux d'accroissement démographique de la zone d'étude est estimé à 2.8%.

Prenons exemple de calcul de la situation future du chef lieu SIDI AICH:

On calcul de la même façon pour les autres commun :

<i>les communs</i>	<i>Nombre d'habitants a l'horizon</i>		
	<i>Année 2008</i>	<i>Année 2021</i>	<i>Année 2051</i>
<i>tifra</i>	2191	3137	7184
<i>sidi ayad</i>	1272	1821	4171
<i>sidi aich</i>	7449	10666	24423
<i>leflay</i>	2709	3879	8882
<i>tinabdher</i>	1756	2514	5757
<i>total</i>	15377	22018	50417

Tableau (II-02) : Evaluation de la population aux différents horizons

4. LA NORME DE CONSOMMATION :

la norme de consommation est fixée à 125l/j/hab. vu le développement progressif de l'hygiène, on doit majorer la dotation de 20%, ainsi la dotation retenue vaut :

$$125 + (0.2 \cdot 125) = 150 \text{ l/j/hab.}$$

5. LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE :

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 :

$$Q_{\text{moyj}} = \sum (q \cdot N_i / 1000) \quad (\text{II-2})$$

Avec :

Q_{moyj} : consommation moyenne journalière des consommateurs en m³/s.

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

N_i : nombre de consommateurs.

6. LES EQUIPEMENTS EXISTANTS

Tableau (II-03) : Equipements existants

Localité	Secteur	Equipement
Tifra	Sanitaire	polyclinique
	Administratif	1 APC,1 archive 1 Poste
	Scolaire	1 crèche,1 école primaire,1 CEM 1 lycée
	Socio-culturel	1 mosquée,1 maison de jeune,1 salle de sport 1 stade
Sidi Aich	Sanitaire	Polyclinique
	Administratif	1 état civil
	Scolaire	3 primaires,2 CEM,2 lycée
	Socio-culturel	2 mosquée 1 foyer de jeune1 stade
Leflay	Sanitaire	1 dispensaire
	Scolaire	1 Primaire,1CEM 1 Lycée
	Socio-culturel	1 mosquée 1 foyer de jeune
Tinabdher	sanitaire	1 centre de santé
	scolaire	1primaire,1cem,1lycée
	Socio-culturel	1mosquée, 1 centre culturel
Sidi Ayad	scolaire	1primaire,1cem,1lycée
	Socio-culturel	1mosquée , 1 foyer de jeune

7. CALCUL DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE POUR LES DIFFERENTS BESOINS

7.1. Besoins domestiques :

Agglomeration	population 2051	Dotation l/j/hab	Besoins (m ³ /j)
Tifra	7184	150	1077.6
Sidi Ayad	4171	150	625.7
Sidi Aich	24423	150	3663.5
Leflay	8882	150	1332.3
Tinabdher	5757	150	863.6
	50417		7562.6

Tableau (II-04) : Détermination des besoins domestiques.

7.2. Besoins scolaires :

Agglomeration	Types d'équipement	nombre d'élèves	Dotation (l/j/hab)	Besoins (m ³ /j)
Tifra	1 crèche	60	20	1,2
	1 école primaire	300	20	6
	1 CEM	152	20	3,04
	1 lycée	1038	20	20,76
Sidi aich	3 primaires	649	20	12,98
	2 CEM	226	20	4,52
	2 lycée	2033	20	40.66
leflay	1 primaire	272	20	5,44
	1cem	150	20	3
	1lycée	456	20	9.12
tinabdher	1 Primaire	250	20	5
Sidi ayad	1 Primaire	100	20	2
	1cem	150	20	3
	1lycée	100	20	2
TOTAL		5936	20	118.7 2

Tableau (II-05) : Détermination des besoins scolaires

7.3. Besoins sanitaires :

Agglomération	types d'équipement	surface (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	besoins (m ³ /j)
tifra	1 Polyclinique	1075	15	16.125
Sidi aich	1 polyclinique	2043	15	30.64
leflay	Centre de santé	200	15	3
tinabdher	Centre de santé	400	15	6
TOTAL		3718		55.76

Tableau (II-06) : Détermination des besoins sanitaires.

7.4. Besoins socio-culturels :

Les communs	Types d'équipement	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/cons)	Besoins (m ³ /j)
tifra	1 mosquée	200	20	4
	1 maison de jeune	30	10	0,3
	1 salle de sport	80	40	3.2
Sidi aich	2 mosquées	750	20	15
	1 foyer de jeune	30	10	0.3
leflay	1 mosquée	280	20	12
	1 foyer de jeune	25	10	5.6
tinabdher	1 mosquée	340	20	6.8
	1 centre culturel	20	10	0.2
Sidi ayad	1 mosquée	300	20	6
	1 foyer de jeune	20	10	0.2
TOTAL		2075		53.6

Tableau (II-07) : Détermination des besoins socio-culturels.

7.5. Besoins administratifs :

Agglomération	équipements	nombre d'utilisateurs	Dotation (l/j/emp)	besoins (m³/j)
SIDI AICH	1 APC	40	10	0,4
	1 poste	15	10	0,15
LEFLAY	1 état civil	10	10	0,1
TOTAL		65	10	0.65

Tableau (II-08) : Détermination des besoins Administratifs.

7.6. Besoin des cheptels :

Le nombre de tête du cheptel nous a été donné par le service d'agriculture [APC] de Sidi Aich.

Agglomération	type de cheptel	nombre de tête	Dotation (l/j/tête)	Besoins (m ³ /j)
tifra	Bovins	55	50	2,75
	Ovins	122	10	1,22
	Caprins	30	10	0,3
Sidi aich	Bovins	120	50	6
	Ovins	180	10	1,8
	Caprins	100	10	1
Leflay	Bovins	80	50	4
	Ovins	120	10	1,2
	Caprins	90	10	0,9
tinabdher	Bovins	287	50	14,35
	Ovins	67	10	0,67
	Caprins	33	10	0,33
Sidi ayad	Bovins	30	50	1,5
	Ovins	65	10	0,65
	Caprins	70	10	0,7
TOTAL		1449		37,37

Tableau (II-09) : Détermination des besoins des cheptels.

8. LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE :

Agglomération	Secteur	Besoin (m³/j)
tifra	Domestique	1077.6
	Scolaire	31
	Sanitaire	16.125
	Socio-culturel	7,5
	Administratif	0,55
	Cheptels	4,27
TOTAL TIFRA		1106.04
Sidi aich	Domestique	3663.5
	Scolaire	17,5
	Sanitaire	30.64
	Socio-culturel	15,3
	Administratif	0,5
	Cheptels	8,8
TOTAL SIDI AICH		3736.24
leflay	Domestique	1332.3
	Scolaire	5
	Sanitaire	3
	Socio-culturel	17,6
	Cheptels	6,1
TOTAL LEFLAY		1364
tinabdher	Domestique	863.5
	Scolaire	7
	Sanitaire	+6
	Socio-culturel	7
	Cheptels	15,35
TOTAL TINABDHER		898.85
Sidi ayad	Domestique	625.5
	Scolaire	58.16
	Socio-culturel	6,2
	Cheptels	2,85
TOTAL SIDI AYAD		692.71
TOTAL		7797.84

Tableau (II-10) : Récapitulatif des besoins journaliers pour 2051.

9. MAJORATION DE LA CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE :

Pour éviter l'insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de **20%** des besoins totaux journaliers. Cela pour combler les fuites qui sont dues essentiellement:

- à la consommation non quantifiée (illégal).
- aux fuites dans le système de distribution qui sont en fonction du type de tuyau ; vieillissent du réseau, les différents équipements hydrauliques la nature du terrain et la qualité d'entretien
- aux fuites chez le consommateur (robinets).

$$Q_{\text{moy j M}} = K_f \cdot (Q_{\text{dom}} + Q_{\text{equi}})$$

Agglomération	Q_{moy j} (m³/j) 2051
TIFRA	1106.04
SIDI AICH	3736.24
LEFLAY	1364
TINABDHER	898.85
SIDI AYAD	692.71
TOTAL	7797.84

Tableau (II-11) : la consommation moyenne journalière.

10. VARIATION DE LA CONSOMMATION JOURNALIERE :

En fonction des jours, des semaines, et des mois ; on observe des variations de la consommation. Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $K_{\text{max j}}$ et $K_{\text{min j}}$.

Avec :

$$K_{\text{max j}} = \frac{\text{consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{\text{max j}}}{Q_{\text{moy j}}} \quad (\text{II-3})$$

$$K_{\text{min j}} = \frac{\text{consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{\text{min j}}}{Q_{\text{moy j}}} \quad (\text{II-4})$$

10.1. consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$) :

$Q_{max,j}$ représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année, il s'obtient par la relation suivante :

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

- $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance d'agglomération sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 ; on prendra $K_{max,j} = 1.2$.

D'où :

$$Q_{max,j} = 1.2 * Q_{moy,j} \quad (II-6)$$

10.2. Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$) :

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il sera déterminé en affectant le débit moyen journalier ($Q_{moy,j}$) d'un coefficient d'irrégularité $K_{min,j}$ qui varie entre 0.7 et 0.9.

Pour les villes de faible densité d'habitant, il est estimé à 0.8.

D'où :

$$Q_{min,j} = K_{min,j} * Q_{moy,j} \quad (II-7)$$

Alors :

$$Q_{min,j} = 0.8 * Q_{moy,j} \quad (II-8)$$

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

Localité	$Q_{moy j}$ (m ³ /j)	$Q_{min j}$ (m ³ /j)	$Q_{max j}$ (m ³ /j)
TIFRA	1106.04	884.83	1327.24
SIDI AICH	3736.24	2988.99	4483.20
LEFLAY	1364	1091.2	1636.8
TINABDHER	898.85	719.08	1078.62
SIDI AYAD	692.71	554.16	831.25
TOTAL	7797.84	6238.26	9357.11

Tableau (II-12) : Les consommations Q_{moy} ; $Q_{min j}$; $Q_{max j}$

11. VARIATION DE LA CONSOMMATION HORAIRE :

La variation du débit horaire dans la journée est caractérisée par des coefficients de variation $K_{max h}$ et $K_{min h}$; appelés respectivement coefficients de consommation maximum et minimum horaire. Ils sont déterminés par les expressions suivantes :

$$K_{max h} = \frac{\text{consommation maximale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{max h}}{Q_{moy h}} \quad (\text{II-9})$$

$$K_{min h} = \frac{\text{consommation minimale horaire}}{\text{consommation moyenne horaire}} = \frac{Q_{min h}}{Q_{moy h}} \quad (\text{II-10})$$

Avec:

La consommation moyenne horaire:

$$Q_{moy h} = \frac{Q_{max j}}{24} \quad (\text{II-11})$$

La consommation maximale horaire:

$$Q_{\max h} = K_{\max h} \times Q_{\text{moy } h} \quad (\text{II-12})$$

La consommation minimale horaire :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} \times Q_{\text{moy } h} \quad (\text{II-13})$$

12. COEFFICIENT DE VARIATION HORAIRE K_{MAX_H} :

Le débit maximal de variation horaire caractérisée par le coefficient de variation horaire $K_{\max h}$; ou

$$K_{\max h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II-14})$$

Avec

α_{\max} : coefficient qui dépend du confort au sein de l'agglomération qui varie de 1.2 à

1.4. On prend : $\alpha_{\max} = 1.3$

β_{\max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitants de l'agglomération, il est donné par le tableau suivant :

La valeur de β_{\max} est déterminée par interpolation en fonction du nombre d'habitant.

D'après ce tableau, on trouve les valeurs de β_{\max} comme suit :

- Sidi aich : $\beta_{\max} = 1.435$

- Ensemble d'autre communs : $\beta_{\max} = 1.18$

Les résultats du coefficient $K_{\max h}$ sont portés dans le tableau suivant :

Agglomeration	nombres d'habitants	α max	β max	K max h
sidi aich	24423	1,3	1,435	1,8655
Ensemble des communs	25994	1,3	1.18	1.534

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

$$Q_{\text{pointe}} = (Q_{\text{max j}} / 24) \cdot K_{\text{max h}}$$

$$Q_{\text{pointe sidi aich}} = (Q_{\text{max j}} / 24) \cdot K_{\text{max h}}$$

$$= (4483.2 / 24) \times 1.8655 = \mathbf{348.47 \text{ m}^3/\text{h}}.$$

$$Q_{\text{pointe autre communs}} = (Q_{\text{max j}} / 24) \cdot K_{\text{max h}}$$

$$= (4873.91 / 24) \times 1.534 = \mathbf{311.52 \text{ m}^3/\text{h}}.$$

13. CONCLUSION :

Au terme de ce chapitre, on a pu déterminer la population future ainsi que ses besoins en eau, nous avons en particulier déterminé le débit max journalier qui servira comme donnée de base pour le bute de travail.

Chapitre 3 : réservoir.....	Erreur ! Signet non défini.
1. Introduction.....	18
2. Caractéristiques du réservoir :.....	18
3. Classification des réservoirs.....	18
3.1. Leur position par rapport au sol :	18
3.2. Leur forme :.....	19
3.3. Leur mode de fermeture :	19
3.4. Matériaux de construction :	19
3.5. Selon l'usage :.....	19
4. Utilités des réservoirs :	21
4.1. Fonction techniques :	21
4.2. Fonctions économiques :.....	21
5. Qualité de l'eau dans les réservoirs :	21
6. Emplacement du réservoir :	22
7. Choix du type du réservoir :.....	22
8. Fontainerie et équipement du réservoir.....	22
8.1. Conduite d'adduction :	23
8.2. -Conduite de distribution :.....	23
8.3. La conduite de trop plein :.....	24
8.4. Conduite de vidange :.....	24
8.5. Conduite de bay-basse :	24
8.6. Ligne pilote :	25
8.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie :.....	25
8.7.1. Le système à deux prises :	25
8.7.2. Le système à siphon :.....	26
8.7.3. Capacité du réservoir :.....	27
9. La méthode analytique :	27
9.1. Détermination de la valeur de P :	27
9.2. Méthode graphique :.....	28
10. Détermination de la capacité des réservoirs :	29
10.1. Dimensionnement de la SR1.....	29
10.2. Dimensionnement du réservoir de sidi aich(imadalou)	17
Conclusion :	18
10.3. Dimensionnement du réservoir SR2 (maala)	19
Conclusion :	20
10.4. Dimensionnement de la station de reprise (SR3) (TIMZEGHRA).....	20

10.5. Dimensionnement du réservoir tête CNEP	21
Conclusion :	23
□ Calcul du diamètre des réservoirs :	23
11. Conclusion :	23

1. INTRODUCTION

Très souvent, l'installation d'adduction et de distributions d'eau comporte des réservoirs. Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage hydraulique de stockage d'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.

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique :

- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la demande en eau ;
- Assurer la consommation pendant la panne (panne électrique, défaillance de la pompe) ;
- Garantir des pressions de service dans les réseaux de distribution ;
- Régulariser le fonctionnement de pompage en permettant une marche uniforme des pompes ;
- Le stockage de la réserve d'incendie ;
- Le maintien d'eau à l'abri de la pollution et des variations des températures.

2. CARACTERISTIQUES DU RESERVOIR :

Durant la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent être choisis pour assurer :

- ❖ **Résistance** : Le réservoir doit équilibrer en toutes ses parties les efforts auxquels il est soumis.
- ❖ **Étanchéité** : Les parois doivent être étanches pour éviter les fuites.
- ❖ **Durabilité** : Le réservoir doit avoir une durabilité pour longtemps, ce autrement dit, le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales en contact avec l'eau.

3. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS

Ils peuvent être classés selon :

3.1. Leur position par rapport au sol :

- ❖ Les réservoirs enterrés ;
- ❖ Les réservoirs semi enterrés ;
- ❖ Les réservoirs sur le sol : Ce genre de réservoirs alimente gravitairement le réseau de distribution
- ❖ Les réservoirs surélevés : La cuve du réservoir étant disposée sur une tour,
- ❖ Réservoir avec station de surpression associée: L'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression.

- ❖ Réservoir sous pression : Ou un dispositif de compresseur d'air maintient au dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique,

3.2. Leur forme :

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

3.3. Leur mode de fermeture :

- ❖ Les réservoirs couverts ;
- ❖ Les réservoirs non couverts.

3.4. Matériaux de construction :

Ils peuvent être :

- ❖ Métalliques ;
- ❖ En maçonnerie ;
- ❖ En béton armé ;
- ❖ Ou béton précontrainte.

3.5. Selon l'usage :

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

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- Les facteurs économiques ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Les possibilités d'adaptation au réseau ;
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

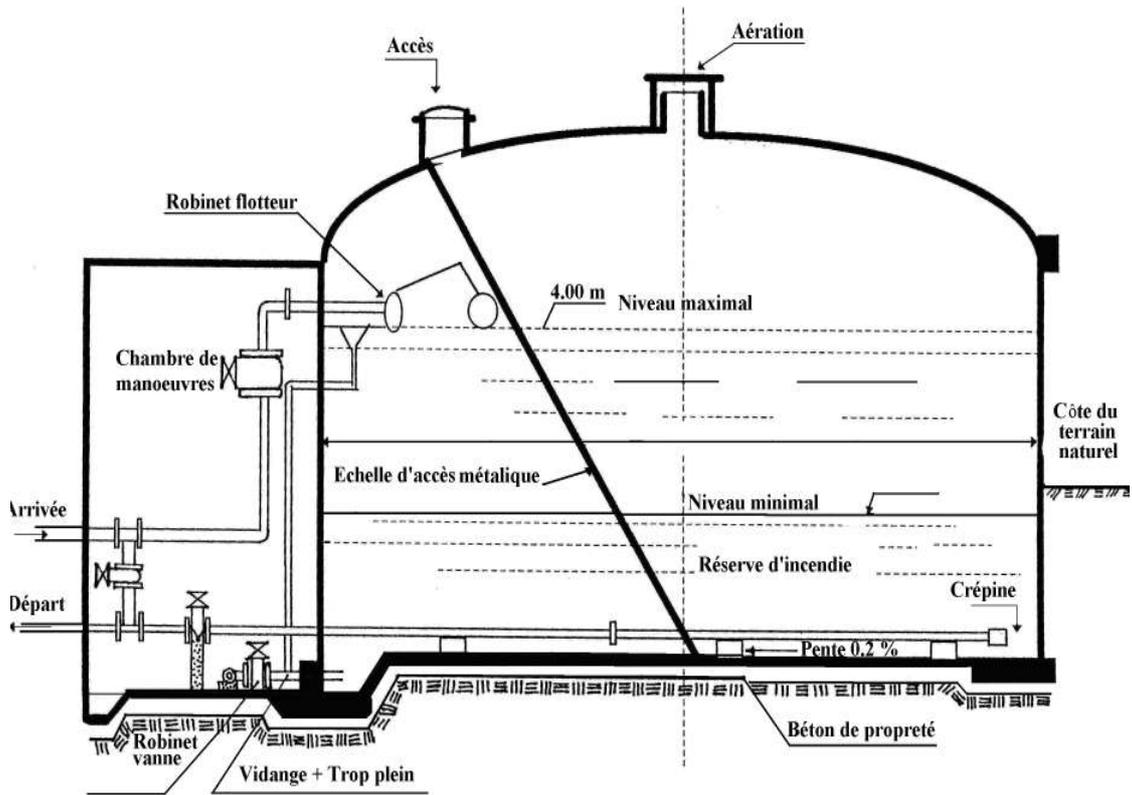


Figure (III-1) : Réservoir semi enterré cylindrique

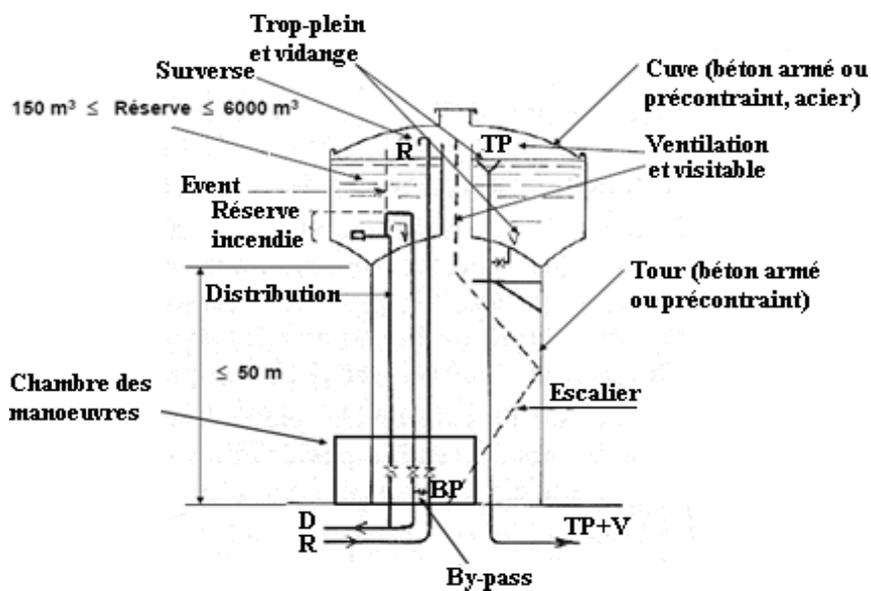


Figure (III-2) : Réservoir surélevé

4. UTILITES DES RESERVOIRS :

Ils assurent plusieurs fonctions à savoir :

4.1. Fonction techniques :

- ❖ Ils servent à compenser l'écart entre les apports d'eau (par gravité ou pompage) et la consommation (débit de pointe et autres) ;
- ❖ Ils constituent une réserve pour les imprévus (rupture, panne des pompes, réparations, extension du réseau...)
- ❖ Offre la possibilité de pomper la nuit, lorsque les tarifs d'électricité sont les plus bas ;
- ❖ Régularité dans le fonctionnement du pompage. Les pompes refoulent à un débit constant ;
- ❖ Simplification de l'exploitation ;
- ❖ Sollicitation régulière des points d'eau qui ne sont pas l'objet des à-coups journaliers au moment de la pointe ;
- ❖ Régularité des pressions dans le réseau ;
- ❖ Réserve incendie garantie. Une partie du volume est réservée à la lutte contre l'incendie.

4.2. Fonctions économiques :

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

5. QUALITE DE L'EAU DANS LES RESERVOIRS :

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir, il convient :

- ❖ D'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi-enterrés.
- ❖ De veiller à ce que les entrées d'air (ventilations, trop-pleins...) soient correctement protégées contre les entrées de poussière, d'insectes et d'animaux.
- ❖ De limiter l'éclairage naturel de l'intérieur du réservoir.
- ❖ De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir

6. EMPLACEMENT DU RESERVOIR :

L'emplacement du réservoir à pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de point. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes :

- ❖ Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent.
- ❖ L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- ❖ Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable.
- ❖ La topographie intervient et à une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.
- ❖ Il doit être construit sur des terrains stables et solides.

7. CHOIX DU TYPE DU RESERVOIR :

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et l'emplacement disponible et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi enterrés ; à savoir :

- ❖ Economie sur les frais de construction.
- ❖ Etude architecturale très simplifiée.
- ❖ Ethnocentrie lus facile à réaliser.
- ❖ Conservation de l'eau se fait à une faible variable de température.
- ❖ L'étanchéité est assurée.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économique.

Il est exigé d'un réservoir d'être :

- Couverts,
- À l'abri des contaminations,
- À l'abri des infiltrations des eaux souterraines,
- À l'abri des pluies et des poussières.

8. FONTAINERIE ET EQUIPEMENT DU RESERVOIR

Un réservoir doit être équipé par :

- Une Conduite d'arriver ou d'alimentation (d'adduction) ;
- Une Conduite de départ ou de distribution ;
- Une Conduite de vidange ;
- Une Conduite de trop plein ;

- Une Conduite de bay basse, dans certain cas ;
- Un Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

8.1. Conduite d'adduction :

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal :

- obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ;
- un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'adduction s'effectue par surverse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée. L'installation du robinet flotteur interrompt l'arrivée de l'eau quand le réservoir atteint son niveau maximal fig (III-3)

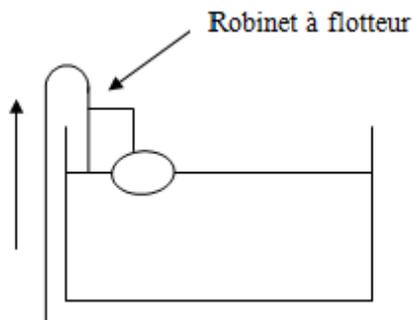


Figure (III-3) : Adduction avec chute libre

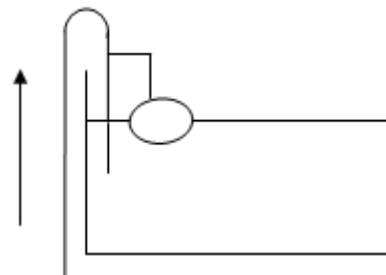


Figure (III-4) : Adduction noyée

8.2. -Conduite de distribution :

Le départ de la conduite s'effectue à 0.15 – 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 décanté dans la cuve, il y a lui aussi de réservé un minimum de 0.5 m au dessus de la génératrice supérieur de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, pour facilité le brassage de l'eau, le départ sera prévu a l'opposé de l'arrivée, un robinet vanne sera ménagé sur le départ de la conduite.

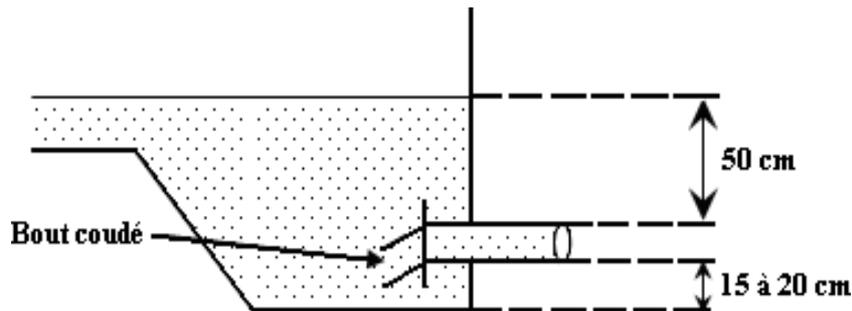


Figure (III-5): Conduite de distribution

8.3. La conduite de trop plein :

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, la canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux qui pourrait pénétrer dans le réservoir, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante.

8.4. Conduite de vidange :

La conduite vidange comporte un robinet vanne. Elle est nécessaire pour le nettoyage et l'inspection ainsi que les éventuelles réparations. Elle est placée en bas du réservoir et reliée généralement à la conduite de trop-plein.

8.5. Conduite de bay-basse :

Le bay-basse est un dispositif reliant la conduite d'amenée d'eau à la conduite de départ, on l'utilise lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation du réservoir.

- En temps normal 1 et 3 sont ouvertes et la 2 est fermée.
- En bay-basse on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

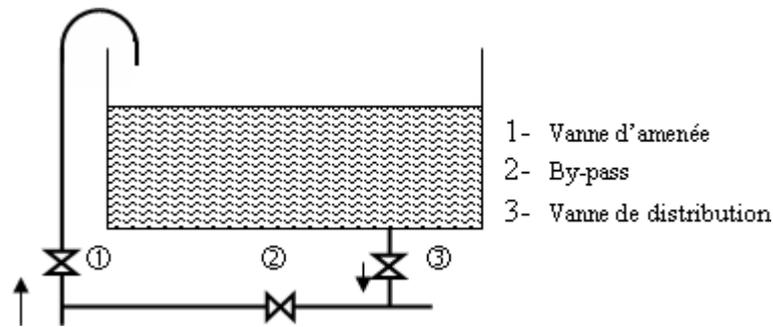


Figure (III-6): Système By pass

8.6. Ligne pilote :

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute d'un réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau supérieur.

8.7. Système de 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, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence.

8.7.1. Le système à deux prises :

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2. La prise située au voisinage du fond est condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre. L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroît de lui donner un goût désagréable.

En temps normal, 1 est fermée et 2 est ouverte. En cas d'incendie, 1 est ouverte.

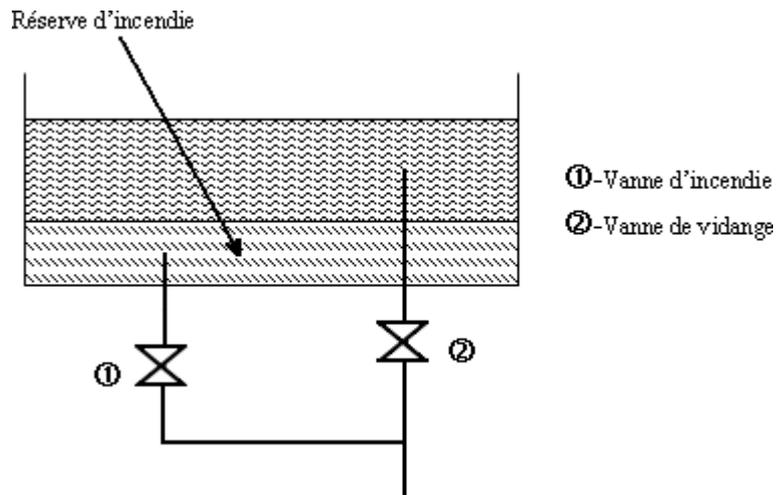


Figure (III-7) : Système à deux prises

8.7.2. Le système à siphon :

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la coté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir.

En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée. En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée.

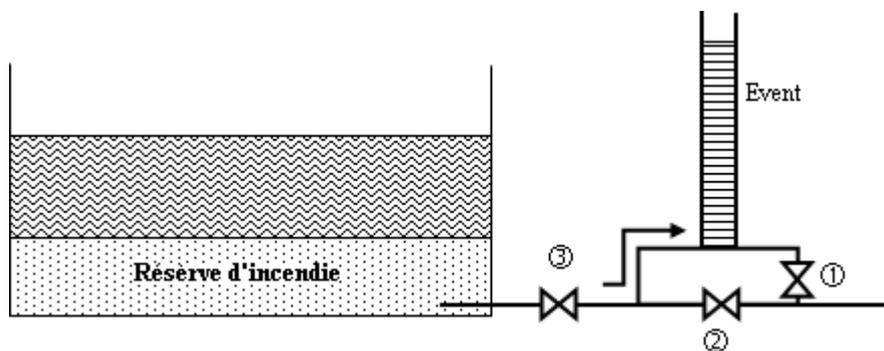


Figure (III-8) : Système à siphon

8.7.3. Capacité du réservoir :

Pour satisfaire au rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité de stockage suffisante. Elle est définie comme étant la capacité correspondante à une journée de consommation, augmentée de la réserve d'incendie. Elle doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, du régime d'approvisionnement et de distribution, le calcul de la capacité se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

9. LA METHODE ANALYTIQUE :

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

$$V_{\max} = P_{\max} (\%) \cdot (Q_{\max j} / 100) \quad (\text{III.1})$$

Avec :

- V_{\max} = Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3).
- $Q_{\max j}$ = consommation maximale journalière (m^3/j)
- $P_{\max j}$ = résidu maximal dans le réservoir (%).

9.1. 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 :

$$K_{\max} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{III.2})$$

- 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 (voir annexe I)

- 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.

$$P_{\max} = |R^+_{\max}| + |R^-_{\max}|. \quad (\text{III.3})$$

Avec :

R_{\max}^+ : résidu maximum positif (%).

R_{\max}^- : résidu minimum négatif (%).

9.2. Méthode graphique :

C'est une méthode rapprochée à la méthode analytique. Elle tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir de coefficients de variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage. La capacité est déduite à partir des extremums des cumuls de la consommation vis-à-vis de celle des apports. On trace, sur un même graphique, les courbes cumulées des débits d'apports et de consommation en fonction du temps.

Le volume maximal de stockage est obtenu en sommant en valeur absolue les écarts des deux extremums par rapport à la courbe d'apport.

$$P_{\max} = |\Delta V^+| + |\Delta V^-| \quad (\text{III.4})$$

Remarque :

Le volume maximal sera déterminé de la même façon que la méthode analytique.

Le volume total du réservoir est de :

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- V_T : volume total du réservoir.
- V_{\max} : volume maximal de stockage.
- V_{inc} : volume d'incendie (120m^3).

10. DETERMINATION DE LA CAPACITE DES RESERVOIRS :

10.1. Dimensionnement de la SR1

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 désamorce pas, dans notre cas on prend un temps de stockage de $\frac{1}{4}$ heure ;

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

$V_{S.R.}$: volume de la station dereprise.

Q_{maxj} : débit entrant à la station.

T : temps de pompage (21h)

t : temps de fermeture des vanne (1/4 h).

$$Q_{maxj} = 9357.11 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{S.R.} = 9357.11 \times 0.25 /$$

$$24V_{S.R.} = 97.46 \text{ m}^3.$$

On prend une station de capacité standard de 100 m³.

10.2. Dimensionnement du réservoir de sidi aich(imadalou)

Le réservoir de IMADALOU assure une distribution pour la population de cevillage par le système gravitaire avec un débit de $Q_{\max j} = 4483.20 \text{ m}^3/\text{j}$

On a:

$$\alpha_{\max} = 1.3$$

$$\beta_{\max} = 1.435$$

$$K_{\max} = 1.866$$

Donc on prend $K_{\max} = 1.9$ (d'après l'annexe I).

Tableau (III.1) : dimensionnement du réservoir de IMADALOU.

Heure	Apports	distributio n (%)	adductio n (%)	sortie s (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,16	0,13	3,50	3,63	0,530		0,530
01 - 02	4,16	0,13	3,49	3,62	0,540		1,070
02 - 03	4,16	0,13	3,49	3,62	0,540		1,610
03 - 04	4,16	0,15	3,49	3,64	0,520		2,130
04 - 05	4,16	0,44	3,49	3,93	0,231		2,361
05 - 06	4,16	0,76	3,49	4,25		-0,093	2,268
06 - 07	4,16	0,87	3,49	4,36		-0,198	2,070
07 - 08	4,16	0,95	3,49	4,44		-0,279	1,790
08 - 09	4,17	0,73	3,49	4,22		-0,054	1,736
09 - 10	4,17	0,68	3,49	4,17		-0,005	1,731
10 - 11	4,17	0,89	3,49	4,38		-0,216	1,515
11 - 12	4,17	1,25	3,49	4,74		-0,572	0,942
12 - 13	4,17	1,28	3,49	4,77		-0,605	0,338
13 - 14	4,17	1,03	3,49	4,52		-0,354	-0,016
14 - 15	4,17	0,84	3,49	4,33		-0,167	-0,184
15 - 16	4,17	0,78	3,49	4,27		-0,103	-0,286
16 - 17	4,17	0,65	3,49	4,14	0,027		-0,259
17 - 18	4,17	0,73	3,49	4,22		-0,054	-0,313
18 - 19	4,17	1,00	3,49	4,50		-0,329	-0,643
19 - 20	4,17	0,92	3,49	4,42		-0,248	-0,891
20 - 21	4,17	0,89	3,49	4,38		-0,216	-1,107
21 - 22	4,17	0,49	3,49	3,98	0,189		-0,918
22 - 23	4,17	0,32	3,49	3,82	0,351		-0,567
23 - 24	4,17	0,16	3,49	3,65	0,513		-0,054
Total	100	16,20	83,80	100,00	2,911	-3,495	

D'où on aura : $P (\%) = 2.361 + 1.107$

$$= 3.468 \quad 3.063 V_{\max} = 3.468 \times 9357.11 / 100$$

$$V_{\max} = 324.50 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{tot}} = 324.50 + 120$$

$$V_{\text{tot}} = 444.50 \text{ m}^3.$$

Conclusion :

On optera pour un réservoir de 500 m³.

10.3. Dimensionnement du réservoir SR2 (maala)

Tableau (III.2) : Dimensionnement du réservoir (SR2)

heure	Apports	refoulement (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4.16	4.76		-0.60	10.71
01 - 02	4.16	4.76		-0.60	10.11
02 - 03	4.16	4.76		-0.60	9.51
03 - 04	4.16	4.76		-0.60	8.91
04 - 05	4.16	4.76		-0.60	8.31
05 - 06	4.16	4.76		-0.60	7.71
06 - 07	4.16	4.76		-0.60	7.11
07 - 08	4.16	4.76		-0.60	6.51
08 - 09	4.17	4.76		-0.59	5.92
09 - 10	4.17	4.76		-0.59	5.33
10 - 11	4.17	4.76		-0.59	4.74
11 - 12	4.17	4.76		-0.59	4.15
12 - 13	4.17	4.76		-0.59	3.65
13 - 14	4.17	4.76		-0.59	2.97
14 - 15	4.17	4.76		-0.59	2.38
15 - 16	4.17	4.76		-0.59	1.79
16 - 17	4.17	4.76		-0.59	1.2
17 - 18	4.17	4.77		-0.60	0.6
18 - 19	4.17	4.77		-0.60	0.00
19 - 20	4.17	-	4.17		4.17
20 - 21	4.17	-	4.17		8.34
21 - 22	4.17	-	4.17		12.51
22 - 23	4.17	4.77		-0.60	11.91
23 - 24	4.17	4.77		-0.60	11.31
Total	100	100	12.51	12.51	

D'où on aura : $P\% = 12.51$

$$V_{\max} = 12.51 \times 7841.25 / 100 V_{\max} = 980.94 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{tot}} = 980.94 + 120 V_{\text{tot}} = 1100.94 \text{ m}^3.$$

Conclusion :

La capacité du réservoir à projeter sera de 1200 m³.

10.4. Dimensionnement de la station de reprise (SR3) (TIMZEGHRA)

- 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 désamorce pas, dans notre cas on prend un temps de stockage de 1/4 heure ;

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

Avec :

$V_{S.R}$: volume de la station de reprise. $Q_{\max j}$:
débit entrant à la station.

T : temps de pompage (21h)

t : temps de fermeture des vanne (1/4 h).

$$Q_{\max j} = 8630.84 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{S.R} = 8630.84 \times 0.25 / 21$$

$$V_{S.R} = 102.74 \text{ m}^3.$$

On prend une station de capacité standard de 110 m³.

10.5. Dimensionnement du réservoir tête CNEP

Le réservoir tête assure une distribution pour la population de l'ensemble des villages dont le nombre d'habitants est de : 46460 habitants, par le système de refoulement avec un débit de $Q_{\max j} = 8630.84 \text{ m}^3/\text{j}$

On a:

$$\alpha_{\max} = 1.3 \qquad \beta_{\max} = 1.18$$

$$K_{\max} = 1.534 \text{ Donc on prend}$$

$$K_{\max} = 1.5 \text{ (d'après l'annexe I).}$$

Tableau (III.3) : Dimensionnement du réservoir CNEP

heure	Apports	refoulement (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
00 - 01	4,76	1.50	3.26		3.26
01 - 02	4,76	1.50	3.26		6.52
02 - 03	4,76	1.50	3.26		9.78
03 - 04	4,76	1.50	3.26		13.04
04 - 05	4,76	2.50	2.26		15.3
05 - 06	4,76	3.50	1.26		16.56
06 - 07	4,76	4.50	0.26		16.82
07 - 08	4,76	5.50		-0.74	16.08
08 - 09	4,76	6.25		-1.49	14.59
09 - 10	4,76	6.25		-1.49	13.1
10 - 11	4,76	6.25		-1.49	11.61
11 - 12	4,76	6.25		-1.49	10.12
12 - 13	4,76	5.00		-0.24	9.88
13 - 14	4,76	5.00		-0.24	9.64
14 - 15	4,76	5.50		-0.74	8.90
15 - 16	4,76	6.00		-1.24	7.66
16 - 17	4,76	6.00		-1.24	6.42
17 - 18	4,77	5.50		-0.73	5.69
18 - 19	4,77	5.00		-0.23	5.46
19 - 20	-	4.50		-4.50	0.96
20 - 21	-	4.00		-4.00	-3.04
21 - 22	-	3.00		-3.00	-6.04
22 - 23	4,77	2.00	2.77		-3.27
23 - 24	4,77	1.50	3.27		0.00
Total	100	100	22.86	22.86	

D'où on aura : $P\% = 16.82 + 6.04$

$$P\% = 22.86$$

$$V_{\max} = 22.86 \times 8630.84 / 100$$

$$V_{\max} = 1973.01 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{tot}} = 1973.01 + 120V_{\text{tot}} = 2093.01 \text{ m}^3$$

Conclusion :

La capacité du réservoir à projeter sera de 2100 m³.

□ **Calcul du diamètre des réservoirs :**

✚ Calcul du diamètre du réservoir de la station est de :SR1

On prend le H =3m

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

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

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

$$D = 7 \text{ m.}$$

✚ Calcule du diamètre du réservoir de IMADALOU

On prend H=3

$$D=(4.V_{SR}/3.14.H)^{1/2}$$

$$D=(4.500/3.14.3)^{1/2}$$

$$D=14.57$$

$$D=15\text{m}$$

✚ Calcule du diamètre du réservoir de la station

$$\text{SR2 : } D = (4.V_{RS}/3.14. H)^{1/2}$$

$$D = (4. 1200 / 3.14 . 3)^{1/2} = 22.57$$

$$D = 23 \text{ m.} \quad (\text{la hauteur du réservoir est de 3 m})$$

✚ Calcule du diamètre du réservoir de la station SR3

$$D=(4.V_{RS}/3.14.H)^{1/2}$$

$$D=(4.110/3.14.3)^{1/2}$$

$$D=6.83$$

$$D=7\text{m}$$

✚ Calcul du diamètre du réservoir

$$\text{tête :} D = (4.V_R/3.14. H)^{1/2}$$

$$D = (4. 2100 / 3.14 . 3)^{1/2} = 29.86$$

$$D = 30 \text{ m.} \quad (\text{la hauteur du réservoir est de 3 m})$$

11. CONCLUSION :

Cette partie de l'étude nous a permis de déterminer les dimensions des ouvrages de stockage (réservoir) et de transits (station de reprise).

Après avoir effectué tous les calculs sur le dimensionnement final des réservoirs, ils'est avéré nécessaire de projeter :

- Une bête à eau au niveau de la SR1 de capacité de 100 m³.
- Un réservoir de capacité de 500 m³ à IMADALOU.
- Un réservoir au niveau de la SR2 maala de capacité de 1200 m³
- Une bête à eau au niveau de la SR3 de capacité de 110 m³.
- Un réservoir tête de capacité de 2100 m³ à CNEP

Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, il nous parait nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs. Ceci fera l'objet du chapitre suivant .

1. Introduction :	26
2. Topologie des systèmes d'adduction :	26
Adduction gravitaire.....	26
Adduction par refoulement.....	26
3. Choix du tracé :	26
4. Choix du type des conduites :	27
4.1. Conduites en PEHD :	27
□ Avantage :	27
4.2. Conduite en fonte :	28
□ Avantage :	28
5. Etude technico-économique des conduites :	28
5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite :	28
5.2. Calcul de la vitesse :	29
5.3. Calcul des pertes de charges :	29
5.3.1. Les pertes de charges linéaires :	29
• Calcul du coefficient des pertes de charges λ	30
• Régime turbulent rugueux.....	30
• Régime transitoire.....	30
• Pour les tubes en PEHD :	30
5.3.2. les pertes de charge singulières :	31
5.3.3. Les pertes de charge totales :	31
5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation :	32
5.5. Puissance de pompage :	32
$Pa = g \cdot Q \cdot Hmt_{\eta}$	32
5.6. Energie consommée par la pompe :	32
5.7. Frais d'amortissement :	32
5.8. Calcul du bilan :	33
5.9. Prix des conduites :	33
6. Calcul des conduites gravitaires :	33
7. Equipement de l'adduction :	34
7.1. Robinet et vanne :	34
7.2. Ventouses :	34
7.3. Vidange :	34
8. Description du schéma de l'adduction :	34
9 Calcul du diamètre économique de l'adduction :	34
9.1. Tronçon SR1- R(TNT) (Adduction par refoulement) : Données :	34

9.1.1. Calcul de la Hmt :	35
9.1.2. Le frais d'exploitation :	35
9.1.3. Calcul des frais d'amortissement :	35
9.1.4. Calcul du bilan :	35
9.2. Tronçon R(TNT)- SR2 (Adduction gravitaire) :	36
9.2.1. Calcul des pertes de charge totales :	36
9.3. Tronçon SR2- SR3 (Adduction par refoulement) :	37
9.3.1. Calcul de la Hmt :	38
9.3.2. Le frais d'exploitation :	38
9.3.3. Calcul des frais d'amortissement :	38
9.3.4. Calcul du bilan :	38
9.4. Tronçon SR3- R tête (Adduction par refoulement) :	39
9.4.1. Calcul de la Hmt :	39
9.4.2. Le frais d'exploitation :	39
9.4.3. Calcul des frais d'amortissement :	40
9.4.4. Calcul du bilan :	40
10. Conclusion :	41

1. INTRODUCTION :

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydraulique vers le réservoir de stockage ou de distribution. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : « ad ducere » (mener ou conduire vers, amener....)

2. TOPOLOGIE DES SYSTEMES D'ADDUCTION :

Il y a deux types d'adduction :

Adduction gravitaire : ou l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation ; et se déplace donc grâce à la force de gravitation, d'où son nom.

Adduction par refoulement : ou la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage. Dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir.

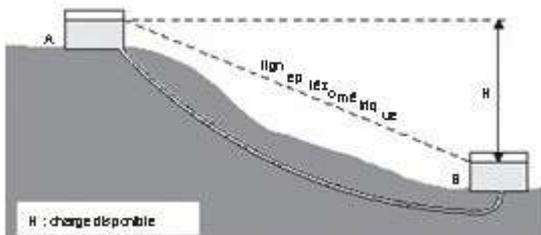


Figure (IV-1) : Adduction gravitaire

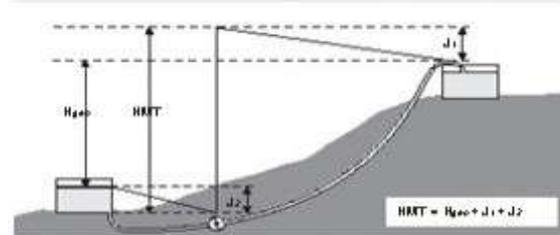


Figure (IV-2) : Adduction par refoulement

3. CHOIX DU TRACE :

Le tracé d'une conduite d'adduction doit être choisit d'une façon d'avoir une trajectoire directe de la conduite et répondre aussi à certaines exigences d'ordre technique et économiques telle que :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement.
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement, car cantonnement d'air engendre la rupture de la veine liquide.

- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles.
- Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter.
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des courbes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreinté ne suivra pas facilement les accotements de la route.

On préfère souvent de le concevoir le long des routes et les pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation c'est-à-dire :

- faciliter l'accès pour l'entretien et les réparations ;
- faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.

4. CHOIX DU TYPE DES CONDUITES :

Le marché du matériel hydraulique a évolué avec l'évolution des récentes technologies spécialisées dans le domaine.

De ce fait, une conduite est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres, on dispose de différents types de conduites. Selon le matériau constitutif, on distingue :

- Conduite en acier ;
- Conduite en fonte ;
- Conduite en PVC (chlorure de polyvinyle) ;
- Conduite en PEHD (polyéthylène haute densité).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour des conduites en fonte et en PEHD ; vu les avantages qu'elles présentent :

4.1. Conduites en PEHD :

□ **Avantage :**

- Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
- Facilité de soudage par électrofusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
- Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique.
- Bonne propriétés hydrauliques.
- Bonne résistance chimique.
- Longue durabilité.
- Répondre parfaitement aux normes de potabilité.
- Son élasticité lors du phénomène transitoire.
- Cout faible du PEHD.

4.2. Conduite en fonte :

□ **Avantage :**

- Une longue vie jusqu'à 140 années ;
- Très grandes charges mécaniques admissibles : d'où une grande réserve de sécurité ;
- Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement ;
- Un ensemble homogène complet ;
- Le matériau ne diffusant pas, cela évite toute pollution des eaux transportées et de la nappe phréatique ;
- Protection intérieure : ciment spécialement adapté à l'eau potable ;
- Déviation angulaire des tubes (aussi pour les emboitements verrouillés) ;
- Une économie rationnelle ;
- Montage simple ;

5. ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE DES CONDUITES :

Le choix du diamètre de la conduite de refoulement résulte d'un compromis entre les dépenses de fonctionnement et les dépenses d'investissement, l'optimum sera donc de choisir le diamètre qui donne le prix de revient minimal de l'ensemble de l'installation en exploitation.

Cependant la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s. Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont :

- Le débit.
- Le diamètre.
- La vitesse.
- Les pertes de charge.

5.1. Calcul du diamètre économique de la conduite :

La conduite d'adduction sera calculée en fonction du débit max. en situation future déjà calculé soit : $9357.11 \text{ m}^3/\text{j} = 108.29 \text{ l/s}$

Les formules qui nous permettent de calculer le diamètre économique sont :

$$\square \text{ Formule de BONNIN : } D = \sqrt{Q} \quad (\text{IV-1})$$

$$\square \text{ Formule de BRESS : } D = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV-2})$$

D : Diamètre de la conduite (m).

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

On choisira un diamètre compris entre les deux valeurs calculées par la formule de BONNIN et celle de BRESS ; qui est le plus économique.

5.2. Calcul de la vitesse :

La vitesse se calcul selon la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} \quad (IV-3)$$

Q : débit véhiculé dans la conduite (m³/s).

D : Diamètre de la conduite (m).

5.3. Calcul des pertes de charges :

Les pertes de charge représentent une portion de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet des frottements entre les particules de l'eau et les parois des canalisations.

Elles se présentent sous deux formes :

- Les pertes de charge linéaires.
- Les pertes de charge singulières.

5.3.1. Les pertes de charges linéaires :

L'expression des pertes de charge linéaires est donnée par la formule DARCYWEISBACH :

$$J = \lambda \cdot L \cdot \frac{V^2}{2gD} \quad (IV-4)$$

J_l : pertes de charge linéaires (m).

L : longueur de la conduite (m).

g : accélération de la pesanteur (g=9.81m/s²)

λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

- **Calcul du coefficient des pertes de charges λ**

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes, on

- **Régime turbulent rugueux**

V Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \text{Ln} \frac{K}{D} \right)^{-2}$$

- **Régime transitoire**

- Formule de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right]$$

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 :

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{IV-7})$$

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

$$\nu = 0.0178 / (1 + 0.0337t + 0.00221t^2)$$

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...

$$K = K_0 + \alpha \times t \quad \text{(IV-8)}$$

- 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,

5.3.2. 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 :
 $H_s = 0.1 \times H_L$
- 15% des pertes de charge linéaires pour la fonte :
 $H_s = 0.15 \times H_L$

5.3.3. Les pertes de charge totales :

Elles sont déterminées par la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

- Pour le PEHD : $H_t = 1.10 \times H_L = 1.1 \times J \times L$
- Pour la fonte : $H_t = 1.15 \times H_L = 1.15 \times J \times L$

5.4. Calcul de la hauteur manométrique totale d'élévation :

Elle présente la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$H_{mt} = H_g + J_T$$

H_g : Hauteur géométrique (m) ;

J_T : pertes de charges totales (m).

5.5. Puissance de pompage :

$$P_a = \frac{g \cdot Q \cdot H_{mt}}{\eta}$$

- P_A : puissance absorbée par la pompe (kw).
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m).
- Q : Débit à transité (m^3/s).
- η : le rendement de la pompe en %.

5.6. Energie consommée par la pompe :

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_A \times t \times 360$$

E : Energie consommée par la pompe

(kwh) P_A : puissance absorbée par la pompe (kw)

t : temps de pompage (h).

5.7. Frais d'amortissement :

Ils sont donnés par la formule suivante

$$F_{am} = P_u \times L \times A$$

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.

$$A = \left[\frac{i}{(1+i)^n - 1} + 1 \right]$$

i : Taux d'intérêt annuel (annuité), $i = 8\%$;

n : nombre d'années

d'amortissement ($n = 30$ ans).

D'où :

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

$$A = 0.0888$$

5.8. Calcul du bilan :

Le bilan sera calculé par la

formule suivante : $B_L =$

$F_{\text{exp}} + F_{\text{am}}$.

5.9. Prix des conduites :

Le prix des conduites est pris en tenant compte des couts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire. (voir l'annexe).

6. CALCUL DES CONDUITES GRAVITAIRES :

Pour le calcul des conduites, quatre paramètres interviennent :

- Le débit (Q).
- La vitesse (V).
- Les pertes de charges (J).
- Le diamètre (D).

La différence entre les deux cotes sera la charge Hd disponible, cette dernière sera

égale à charge nécessaire pour vaincre les frottements. La ligne piézométrique joignant les points extrêmes ; de départ et d'arrivée aura donc pour pente j , et la perte de charge unitaire acceptable pour l'écoulement est $J = Ht \times 1.1 \times L$ si la conduite est en PEHD. Avec Q et J , on cherchera le diamètre D qui écoulera ce débit Q avec des pertes de charge Jt . Si la vitesse n'est pas vérifiée, alors on choisira un autre diamètre D avec une vitesse acceptable.

7. EQUIPEMENT DE L'ADDUCTION :

7.1. Robinet et vanne :

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

7.2. Ventouses :

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

7.3. Vidange :

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

8. DESCRIPTION DU SCHEMA DE L'ADDUCTION :

Le départ de la chaîne d'adduction, est le point de piquage sur la conduite d'adduction principale venant du barrage TICHIAF vers les SIDI AICH, qui passe par la rive droite et alimente la rive gauche, celui-ci est situé à une cote de 397m, refoulant l'eau par l'intermédiaire d'une station de pompage (SR1) implanté juste à côté vers le réservoir du chef lieu surélevé de cote 507 m. L'adduction continue gravitaire vers la SR2 à une longueur de 4140 m, de cote de 449m. l'eau est refoulé vers la SR3 de 639m d'altitude et à une longueur de 1100m, puis refoulé vers le réservoir tête de 823m de cote, et de 3836m de longueur.

9 CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE DE L'ADDUCTION :

9.1. Tronçon SR1- R(TNT) (Adduction par refoulement) : Données :

- Débit : 0.1082 m³/s
- Hauteur géométrique (Hg) : 113 m.
- Longueur de l'adduction : 791 m.

- $D_{\text{BONNIN}} = (0.1082)^{1/2} = 0.3289$
- $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times (0.1082)^{1/2} = 0.493$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabriquant : 400, 500 mm.

9.1.1. Calcul de la Hmt :

Tableau (IV-1) : Calcul de la Hmt.

D(m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	jL(m/m)	J _T (m)	Hmt
0,4	0,3106	1,42	441052	0,03331	8,7186	9,5905	122,5905
0,5	0,3884	0,91	353444	0,03106	2,6725	2,9397	115,9395

9.1.2. Le frais d'exploitation :

Tableau (IV-2) : Calcul des frais d'exploitation.

DN (m)	D _{int} (m)	P (KW)	E (KWh)	e (DA/KWh)	F _{ex} (DA)
0,4	0.3106	170,9891	1310631,5	7,26	9515184,72
0,5	0.3884	161,7127	1239527,88	7,26	8998972,39

9.1.3. Calcul des frais d'amortissement :

Tableau (IV-3) : Calcul des frais d'amortissement.

DN (m)	D _{int} (m)	Prix ml (DA)	A	L	Fam (DA)
0,4	0.3296	11827,12	0,094	791	879393,68
0,5	0.3884	17971,42	0,094	791	1336246,96

9.1.4. Calcul du bilan :

Tableau (IV-4) : Calcul du Bilan.

DN (m)	F _{exp} (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
0,4	9515184,72	879393,68	10394578,4
0,5	8998972,39	1336246,96	10335219,3

D'après le tableau (IV-4), on constate que le diamètre économique est le 500 mm

; du fait qu'il présente le plus petit bilan, tout en étant le siège d'une vitesse raisonnable de 0.91 m/s, par conséquent, c'est ce diamètre qui sera adopté pour le projet, vu la Hmt de 115.93 m.

9.2. Tronçon R(TNT)- SR2 (Adduction gravitaire) :

Données :

- Débit : 0.09293 m³/s
- Hauteur géométrique (Hd) : 55 m.
- Longueur de l'adduction : 4140 m.
 - $D_{\text{BONNIN}} = (0.09293)^{1/2} = 0.3048$
 - $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times (0.09293)^{1/2} = 0.4576$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabriquant : 400, 500mm.

9.2.1. Calcul des pertes de charge totales :

Tableau (IV-5) : Calcul des pertes de charge totales.

D(m)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	j(mm)	J _T (m)	Hmt (m)
0,4	0,3526	0,952	335813	4140	0,0320	17,362	19,09	74,099
0.5	0,4406	0,609	268723	4140	0,0299	5,3045	5,835	60,8350

Pour que l'eau arrive au réservoir SR2, il faut que : $J_t \leq H_d$

Où : - J_t : Perte de charge totale dans la conduite

- H_d : La charge disponible

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **400 mm**, car $J_t = 19.09$ m est inférieure à $H_d = 55$ m, à une vitesse acceptable de **0.952 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre 400 mm, on utilise une vanne. (vanne à papillon)

-Calcul des pertes de charge dans la

$$\text{vanne : } J_v = H_d - J_t = 55 - 19.09$$

$$J_v = 35.91 \text{ m.}$$

-Calcul du coefficient de perte de charge dans la vanne K :

$$\text{On a : } J_v = K \times \frac{v^2}{2g} \quad \text{d'où : } K = J_v \times \frac{2g}{v^2}$$

$$K = 35.91 \times (2 \times 9.81) / (0.952)^2$$

$$K = 777.39$$

Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α (°) :

En utilisant les données du tableau se trouvant dans l'annexe et par Interpolation on trouve: $\alpha = 77^\circ$

9.3. Tronçon SR2- SR3 (Adduction par refoulement) :

Données :

- Débit : 0.04104 m³/s
- Hauteur géométrique (Hg) : 193 m.
- Longueur de l'adduction : 3100 m.
 - $D_{\text{BONNIN}} = (0.04104)^{1/2} = 0.2025$
 - $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times (0.04104)^{1/2} = 0.3038$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabriquant : 200 ; 300 ; 350 mm.

9.3.1. Calcul de la Hmt :

Tableau (IV-6) : Calcul de la Hmt.

D(m)	D _{int}	V (m/s)	Re	λ	j(mm)	J _T (m)	Hmt
0,2	0,163	1,9683	320846	0,041235	154,869	170,356	363,356
0,3	0,252	0,8232	207461	0,035610	15,1326	16,6458	209,645
0.35	0,302	0,5732	173113	0,033607	5,77744	6,35519	199,355

9.3.2. Le frais d'exploitation :

Tableau (IV-7) : Calcul des frais d'exploitation.

DN (m)	P (KW)	E (KWh)	e (DA/KWh)	Fex (DA)
0,2	178,400387	1367438,96	7,26	9927606,881
0,3	102,931633	788970,964	7,26	5727929,201
0.35	97,8791208	750243,461	7,26	5446767,527

9.3.3. Calcul des frais d'amortissement :

Tableau (IV-8) : Calcul des frais d'amortissement.

DN (m)	Prix ml (DA)	A	Fam (DA)
0,2	7234,82	0,094	680,07308
0,3	8270,53	0,094	777,42982
0.35	10038,78	0,094	943,64532

9.3.4. Calcul du bilan :

Tableau (IV-9) : Calcul du Bilan.

DN (m)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
0,2	9927606,881	680,07308	9928286,95
0,3	5727929,201	777,42982	5728706,63
0.35	5446767,527	943,64532	5447711,17

D'après le tableau (IV-9), on constate que le diamètre économique est le 300 mm ;

malgré qu'il présente pas le plus petit bilan, mais le siège d'une vitesse raisonnable de 0.82 m/s, par conséquent, c'est ce diamètre qui sera adopté pour le projet, vu la Hmt de 209.64 m.

9.4. Tronçon SR3- R tête (Adduction par refoulement) :

Données :

- Débit : 0.03142 m³/s
- Hauteur géométrique (Hg) : 188 m.
- Longueur de l'adduction : 3868 m.
 - $D_{\text{BONNIN}} = (0.03142)^{1/2} = 0.1772 \text{ m.}$
 - $D_{\text{BRESS}} = 1.5 \times (0.03142)^{1/2} = 0.2658 \text{ m.}$

Les diamètres normalisés choisis sont selon le fabriquant : 200 ; 250 ; 300 mm

9.4.1. Calcul de la Hmt :

Tableau (IV-10) : Calcul de la Hmt.

D(m)	D _{int}	V (m/s)	Re	λ	j(mm)	J _T (m)	Hmt
0,20	0,163	1,506	245555	0,0412	113,1865	124,505	312,505
0,25	0,196	1,041	204212	0,0387	42,2598	46,485	234,485
0.30	0,263	0,578	152188	0,0351	8,8157	9,697	197,697

9.4.2. Le frais d'exploitation :

Tableau (IV-11) : Calcul des frais d'exploitation.

DN (m)	P (KW)	E (KWh)	e (DA/KWh)	Fex (DA)
0,2	117,467745	900390,265	7,26	6536833,32
0,25	88,1409818	675600,625	7,26	4904860,54
0.30	74,3125411	569605,628	7,26	4135336,86

9.4.3. Calcul des frais d'amortissement :

Tableau (IV-12) : Calcul des frais d'amortissement.

DN (m)	Prix ml (DA)	L (m)	A	Fam (DA)
0,2	7234,82	3868	0,094	2630522,67
0,25	8270,53	3868	0,094	3007098,54
0.30	10038,78	3868	0,094	3650020,1

9.4.4. Calcul du bilan :

Tableau (IV-13) : Calcul du Bilan.

DN (m)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
0,2	6536833,32	2630522,7	9167355,99
0,25	4904860,54	3007098,5	7911959,08
0.30	4135336,86	3650020,1	7785356,96

D'après le tableau (IV-13), on constate que le diamètre économique est le 250 mm ; malgré qu'il présente pas le plus petit bilan, mais siègent d'une vitesse raisonnable de 1.04 m/s, par conséquent, c'est ce diamètre qui sera adopté pour le projet, vu la Hmt de 234.48 m.

Tableau (IV-14) : Tableau récapitulatif des diamètres des différents tronçons.

Adduction	Tronçon	Débit (m ³ /s)	Longueur (m)	type de conduite	Diamètre (mm)	PNS (bar)	Hmt
Refoulement	SR1 - R(TNT)	0.1082	791	PEHD	500	20	114.25
	SR2 - SR3	0.04104	3100	PEHD	300	15	209.64
	SR3 - R2000	0.0314	3868	PEHD	250	30	234.48
Gravitaire	R(TNT) - SR2	0.09293	4140	PEHD	400	30	74.099

10. CONCLUSION :

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, et après avoir dimensionné les conduites d'adduction, il est nécessaire de choisir les pompes adéquates qui répondent aux conditions de refoulement ; ce qui est l'objectif du chapitre suivant : on fera une étude minutieuse pour le choix de la pompe pour chaque station de pompage

1. Introduction :	43
2. Classification des pompes :	43
3. Caractéristiques des pompes centrifuges :	44
4. Constitution d'une pompe centrifuge :	44
5. Choix de la pompe :	45
6. Installation d'une pompe :	45
7. Courbes caractéristiques d'une pompe [6]:	45
7.1. La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ » :	45
7.2. La courbe puissance - débit :	45
7.3. La courbe rendement – débit :	46
8. Puissance absorbée :	46
9. Hauteur manométrique total (Hmt) :	46
a) La hauteur géométrique de refoulement (H_r) :	46
b) La hauteur géométrique d'aspiration (H_a) :	47
c) Les pertes de charges d'aspiration et de refoulement :	47
10. Point de fonctionnement :	47
10.1. Caractéristique de la conduite :	47
11. couplage des pompes :	47
A : Couplage en série :	47
B : Couplage en parallèle :	47
12. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré :	45
13. Etude de la cavitation :	47
• Amorçage de la pompe :	49
• Motorisation :	49
14. Choix du type des pompes pour différentes stations :	49
14.1. Tronçon : SR1- R sidi aich :	50
14.1.1. Caractéristique de la conduite :	50
14.1.2. Caractéristique de la pompe :	50
14.1.3. Etude de la cavitation :	51
14.2. Tronçon : SR2 – SR3:	51
14.2.1. Caractéristique de la conduite :	51
14.2.2. Caractéristique de la pompe :	51
14.2.3. Etude de la cavitation :	52
14.3. Tronçon : SR3 – R tête:	53
14.3.1. Caractéristique de la conduite :	53
14.3.2. Caractéristique de la pompe :	53

14.3.3. Etude de la cavitation :	54
15. Conclusion :	54

1. INTRODUCTION :

La pompe est une machine hydraulique, son fonctionnement consiste à transformer l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique ; c'est-à-dire qu'elle transmet au courant liquide qui la traverse une certaine puissance. L'énergie reçue par le liquide lui permet de s'élever de la zone à basse pression vers une autre à plus haute pression.

Les pompes les plus utilisées sont les pompes centrifuges, vu qu'elles permettent le refoulement des débits importants à des hauteurs considérables, et qu'elles constituent des groupes légers peu coûteux et présentent un bon rendement.

2. CLASSIFICATION DES POMPES :

Les pompes peuvent être classées comme suit :

- ✚ Les pompes volumétriques : l'énergie est fournie par les variations successives d'un volume raccordé alternativement à l'orifice d'aspiration et à l'orifice de refoulement
- ✚ Les turbopompes : Dans les turbopompes une roue, munie d'aubes ou d'ailettes, animée d'un mouvement de rotation, fournit au fluide de l'énergie cinétique dont une partie est transformée en pression, par réduction de vitesse dans un organe appelé récupérateur. Et les turbopompes se subdivisent en :
 - Pompe centrifuge ;
 - Pompe hélice ;
 - Pompe hélico-centrifuge.
 - Pompe volumétrique ;
 - Pompe à piston.

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

- ❖ Suivant la forme de la roue :
 - Pompes centrifuges radiales
 - Pompes centrifuges semi axial.
- ❖ Suivant la forme du corps de la pompe :
 - Pompe à volute ou colimaçon ;
 - A diffuseur circulaire ou type burine.
- ❖ Suivant le nombre de roue :
 - Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau.
 - Multicellulaire : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.
- ❖ Suivant la position de son axe :
 - Pompe à axe horizontal ;
 - Pompe à axe vertical.

3. CARACTERISTIQUES DES POMPES CENTRIFUGES :

Les principales caractéristiques d'une pompe centrifuge sont :

- ✚ La hauteur manométrique totale (d'élévation) ;
- ✚ Le débit à refouler (Q) ;
- ✚ La puissance et le rendement ;
- ✚ La vitesse spécifique.

4. CONSTITUTION D'UNE POMPE CENTRIFUGE :

Volute : appelée également corps de pompe, c'est une sorte de tubulure profilée qui a pour but d'effectuer la transmission en pression d'une partie de la vitesse de l'eau à la sortie de la roue.

La roue : C'est un organe mobile appelé encore rotor ou impulseur, formé de deux flasques, l'un en avant, l'autre en arrière et d'aubages aussi, dont la concavité est dirigée à l'opposé du centre de sens de rotation de la machine. Une roue est caractérisée par les angles de ces aubages, ses diamètres, sa longueur et enfin la vitesse à la quelle elle doit tourner.

Vis de remplissage : Située sur le corps de la pompe.

Presse étoupe : Afin d'éviter d'éventuelles rentrées d'air et des fluides dans le corps de la pompe, on utilise des press-étoupe, leurs rôle d'assurer c'est l'étanchéité de la roue.

Flasques : Ils assurent le raccordement entre la pompe et le presse-étoupe.

Le palier : Supporte l'arbre de transmission à l'intérieur duquel on trouve les différents roulements.

L'arbre : L'accouplement se fait avec un moteur électrique ou thermique.

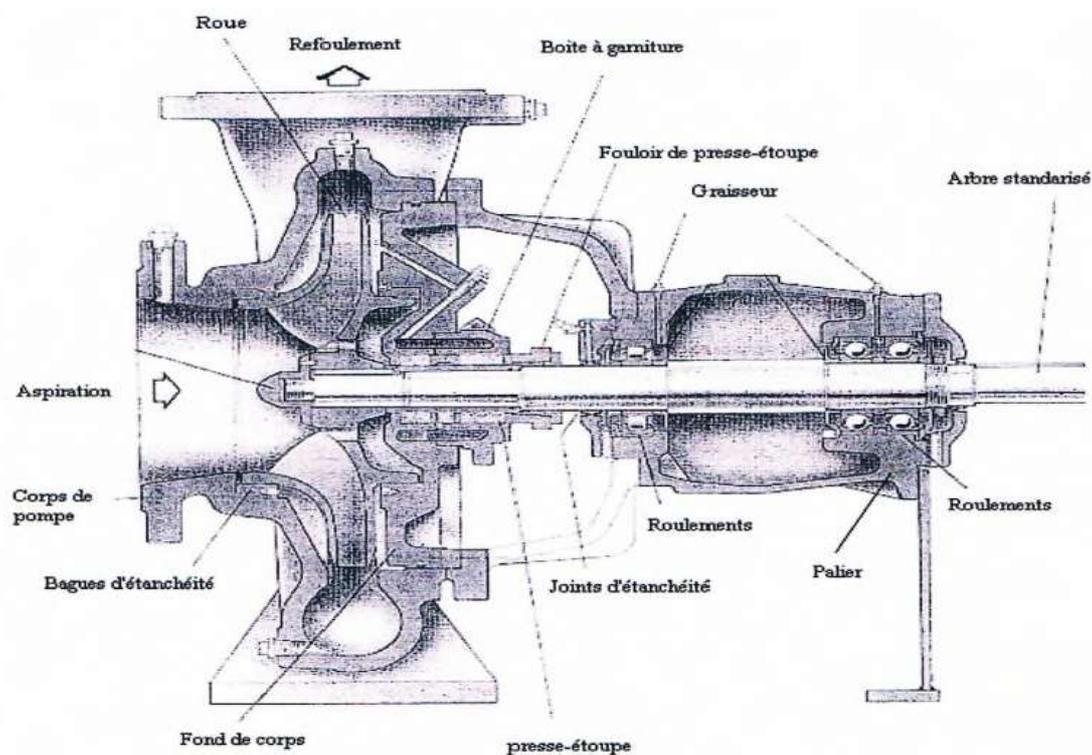


Figure (V-1) : Eléments constitutifs d'une turbopompe

5. 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 coût acceptable d'eau à refouler.
- ✓ Fiabilité.

6. INSTALLATION D'UNE POMPE :

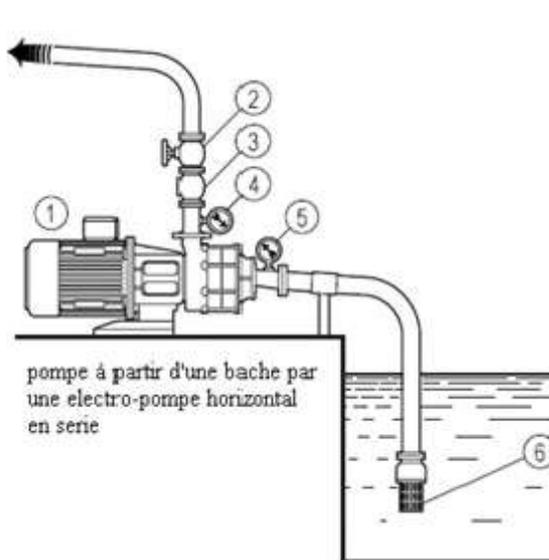


Figure (V-2) : Installation d'une pompe horizontale

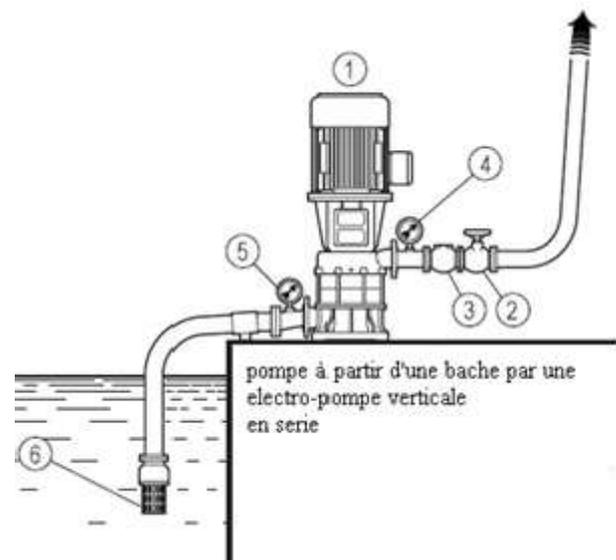


Figure (V-3) : Installation d'une pompe verticale

7. COURBES CARACTERISTIQUES D'UNE POMPE :

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

7.1. La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ » :

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

7.2. La courbe puissance - débit :

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 base $P = f(Q)$.

7.3. La courbe rendement - débit :

Elle exprime les variations du rendement de la pompe en fonction du débit $\eta = f(Q)$. Le point d'intersection de la courbe $H = f(Q)$ avec l'axe des ordonnées s'appelle le point de barbotage ou point à vanne fermée.

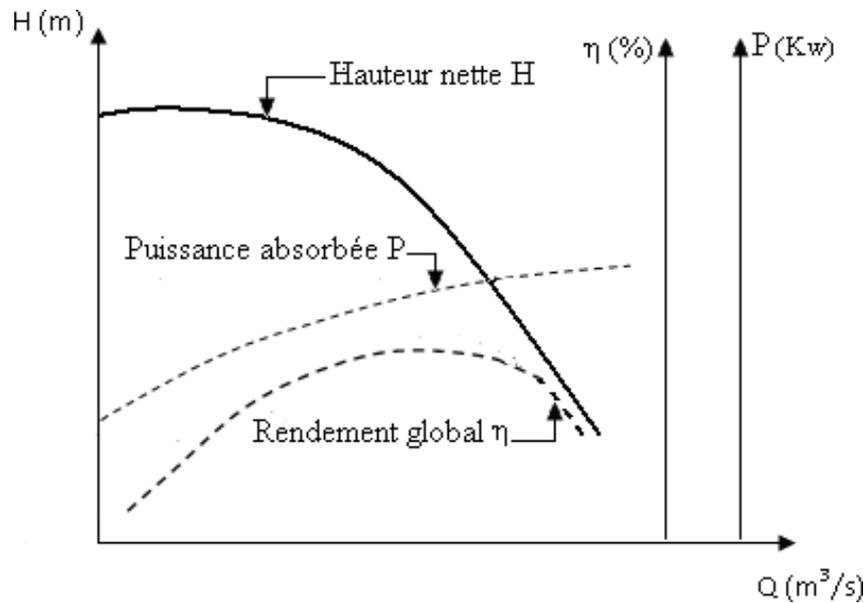


Figure (V-4) : La courbe caractéristique d'une pompe centrifuge.

8. PUISSANCE ABSORBÉE :

L'expression de la puissance absorbée par une pompe est la suivante :

$$P_a = \frac{Q \cdot 9,81 \cdot H_{mt}}{\eta}$$

Avec :

P_a : puissance absorbée en (Kw).

Q : Débit à refouler en (m^3/s).

H_{mt} : Hauteur manométrique total (m).

η : rendement de la pompe.

9. HAUTEUR MANOMETRIQUE TOTAL (HMT) :

La Hmt est la somme des termes suivants :

a) **La hauteur géométrique de refoulement (H_r) :**

Elle est toujours positive pour un groupe horizontal, c'est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontale de la pompe.

Pour un groupe vertical, elle représente la distance séparent le point le plus haut et le plan de la première roue.

b) La hauteur géométrique d'aspiration (Ha) :

Qui sera négative pour une aspiration en dépression, positive pour une aspiration en charge. C'est la distance séparent l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal, ça sera la distance qui sépare le plan de la première roue (pompe multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

c) Les pertes de charges d'aspiration et de refoulement :

La pompe devra compenser les dissipations d'énergie dans les conduites tant d'aspiration que de refoulement, elles sont évaluées en hauteur exprimée en mètres.

10. POINT DE FONCTIONNEMENT :

10.1. Caractéristique de la conduite :

On appelle caractéristique d'une conduite la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L, les variations de la perte de charge en fonction du débit, c'est la traduction graphique dans un système de coordonnées JQ de l'expression :

$$J = R \times Q^2$$

Ou :

- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.
- J : Pertes de charges totales (m).

Graphiquement, le point de fonctionnement est le point d'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe (figure V- 4), et pour un meilleur fonctionnement, ce point doit être situé au droit du rendement maximum de la pompe appelé point nominale.

11. COUPLAGE DES POMPES :

Les pompes pouvant couplées en série ou en parallèle, selon qu'il est recherché d'augmenter, la hauteur d'élévation ou le débit.

A : Couplage en série :

Dans ce cas le refoulement d'une pompe arrive à l'ouïe d'aspiration de la pompe suivante, et pour un débit donné, la hauteur d'élévation totale est égale à la somme des hauteurs d'élévation de chaque groupe. Ce couplage sera donc utilisé pour refouler un débit sensiblement constant à des hauteurs différentes.

B : Couplage en parallèle :

Dans ce type de couplage, les pompes fonctionnent sous une même hauteur d'élévation et réunisse l'eau refoulée dans une même canalisation.

12 RECHERCHE DE LA REALISATION DU POINT DE FONCTIONNEMENT DESIRE :

Le point de fonctionnement d'une pompe est défini comme étant le point d'intersection de la courbe ($H = f(Q)$) avec la courbe caractéristique de la conduite

$$H_c = f(Q).$$

Dans le cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré de coordonnées H et Q déterminés, on sera dans l'obligation d'apporter quelques modifications afin d'adopter la pompe aux conditions de travail désirées.

Le point de fonctionnement peut être obtenu par la modification de l'un des paramètres de fonctionnement de la pompe, d'où l'intérêt pratique des lois de similitudes (Figure (V-7)). Pour cela, quatre cas peuvent se présenter :

A- **Première variante** : Réduction ou augmentation du temps de pompage.

On garde la courbe $H = f(Q)$ telle qu'elle est, le débit Q sera plus grand que le débit désiré, nous sommes tenus de faire diminuer le temps de pompage tout en conservant le volume d'eau constant.

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant un temps $T_1 = 21$ heures est de $V(m^3) = 21 \times Q_1$, ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit Q pendant un temps T . Donc on peut écrire :

$$Q \times T = 21 \times Q_1$$

$$\text{D'où : } T = 21 \times \frac{Q_1}{Q}$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H'}{\eta}$$

B- **Deuxième variante** : régulation par étouffement (le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_1 . La puissance absorbée sera :

$$p = \frac{g \cdot Q \cdot H'}{\eta} \quad (\text{kw})$$

Avec :

$$H' = H_1 + (m)$$

Ou :

- h : Perte de charge engendrée par vannage en (m).
- H' : La distance séparée entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe.
- η : Le rendement.

C- Troisième variante : rognage de la roue.

Le rognage s'effectue en gardant la même vitesse de rotation N, et cela, en traçant une droite par l'origine et par le point P₁ ; celle-ci coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P₂ (Q₂, H₂) avant le rognage qui est le point homologue du point désiré.

On aura alors :

$$m = (Q_1/Q_2)^{1/2} = (H_1/H_2)^{1/2}$$

avec :

m : coefficient de rognage.

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m \text{ (\%)}$$

La puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} \text{ (Kw)}$$

D- Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

Dans ce cas, on fait varier la vitesse de rotation, sa diminution entrainera la diminution du débit et également la puissance absorbée.

On trace la parabole d'équation $y = ax^2$ (courbe d'iso-rendement) qui contient le point homologue qui passe par P₁ (voir figure (V-7)) et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P₃ (Q₃, H₃), on aura alors :
La nouvelle vitesse de rotation est de :

$$N' = N \cdot (Q_1/Q_3) \text{ (tr / min)}$$

Et la puissance absorbée par la pompe est :

$$P = \frac{g \cdot Q_1 \cdot H_1}{\eta} \quad (\text{Kw})$$

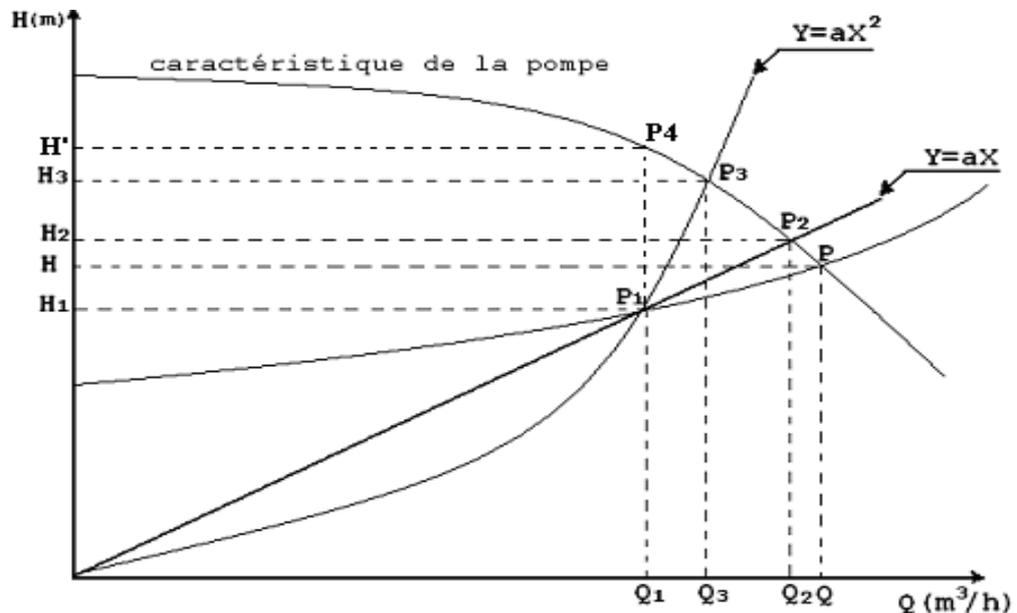


Figure (V-5) : Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

13. ETUDE DE LA CAVITATION :

La cavitation est un phénomène physique très complexe, qui se manifeste lorsque la pression absolue du liquide descend au dessous de la tension de vapeur du liquide. Il se forme des bulles d'air, qui, dans les zones de pression les plus élevées, provoquent d'importantes perturbations ; bruits dans l'écoulement, des vibrations, ce qui entraîne la détérioration des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur de refoulement, ...) et l'érosion des matériaux au niveau de la pompe.

Pour éviter ce phénomène, on doit assurer à l'aspiration une certaine pression dite : charge nette minimale disponible à l'aspiration $(NPSH)_d$ (donnée par l'utilisateur), qui sera supérieur à la charge nette minimale requise à l'aspiration $(NPSH)_r$ (donnée par le constructeur).

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.

Il est donné par le fabricant sous la forme d'une courbe donnant le NPSH requis (en mètre de liquide) en fonction du débit.

Le NPSH disponible $(NPSH)_d$ est simplement une mesure permettant de quantifier la hauteur manométrique d'aspiration disponible pour éviter la vaporisation au niveau le plus bas de la pression dans la pompe

Soit la condition de non cavitation :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + H_a - (J_a + T_v).$$

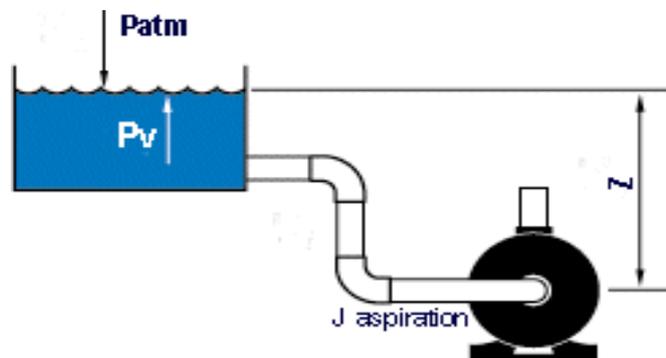


Figure (V-6) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en charge

- Pour l'alimentation en dépression:

$$(NPSH)_r = \frac{P_0}{g \times \rho} - H_a - (J_a + T_v).$$

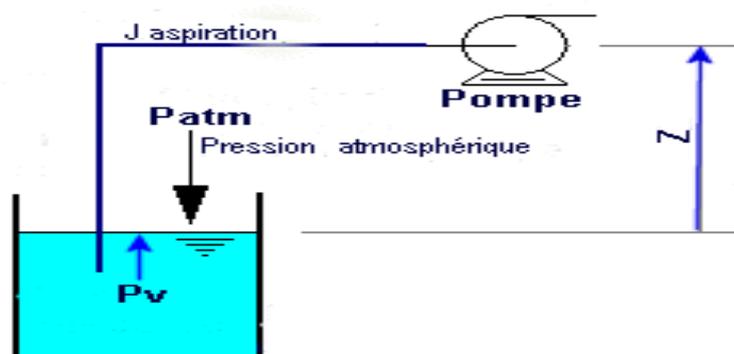


Figure (V- 7) : Calcul du NPSH disponible pour une pompe en dépression

Avec:

H_a : Hauteur d'aspiration en (m).

J_a : Perte de charge à l'aspiration en (m).

$P_0 / (g \times \rho)$: 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.

Tableau (V-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.

T°	0	4	10	20	30	40	50	60	70	80	100
T_v (m)	0,06	0,083	0,125	0,24	0,43	0,75	1,26	2,03	4,1	4,8	10,3

• **Amorçage de la pompe :**

C'est une opération qui consiste à remplir la pompe en eau et le retrait de l'air que celle-ci contient avant sa mise en marche, il est prévu lorsqu'une pompe centrifuge n'est pas en charge à l'aspiration. Pour cet effet, on prévoit une amenée d'eau à l'intermédiaire d'un petit réservoir auxiliaire qui sera isolé à la fin de sa tâche.

• **Motorisation :**

Lors du choix du moteur, c'est la puissance absorbée par la pompe qui détermine la puissance délivrée par le moteur. Donc il faut que le moteur ait une puissance suffisante pour satisfaire toutes les situations de fonctionnement de l'installation. La conséquence directe d'une surcharge du moteur est une augmentation de la température du bobinage. Lorsqu'elle dépasse la température limite prévue selon la classe d'isolation choisie correspondant à une durée de vie acceptable, la durée de vie de l'isolation diminue. Un dépassement de la température limite conduit à la diminution de la durée de vie de l'isolation.

14. CHOIX DU TYPE DES POMPES POUR DIFFERENTES STATIONS :

Dans cette partie on va citer à titre purement indicatif le choix des pompes, car dans ce type de projet le choix se fait à travers un appel d'offre, et les solutions à proposer en cas où le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré.

14.1. Tronçon : SR1- R sidi aich :

14.1.1. Caractéristique de la conduite :

- Le débit refoulé : $Q = 108.2 \text{ l/s}$.
- La hauteur géométrique : $H_g = 113 \text{ m}$.
- Les pertes de charges : $J_t = 1.25 \text{ m}$. d'après le tableau (IV-1).
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 114.25 \text{ m}$.

14.1.2. Caractéristique de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 1450 \text{ tr/min}$
- $\eta = 69.1 \%$.
- $P = 176 \text{ Kw}$.
- $NPSH_r = 7.17 \text{ m}$.
- Le point de fonctionnement y_1 ($Q_1 = 108.2 \text{ l/s}$; $H_{mt_1} = 114.25 \text{ m}$).
- Le point désiré : y_2 ($Q_2 = 108.2 \text{ l/s}$; $H_{mt_2} = 114.25 \text{ m}$).

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré (voir la figure ci-dessous).

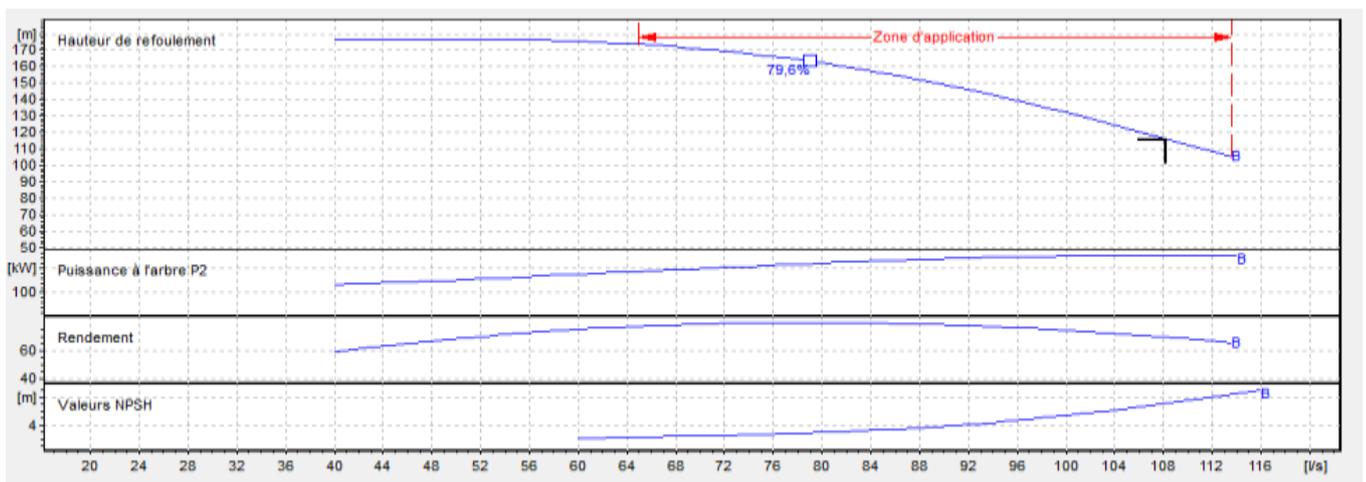


Figure (V-8) : le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SR1.

14.1.3. Etude de la cavitation :

- La cote du point d'aspiration = 397 m.
- Cote de l'axe de la pompe = 397 m.

Hauteur de l'aspiration : $h_a = C_p - C_a = 397 - 397 = 0$

- D'où la pompe est montée en charge.

Calcul de la pression à la cote d'aspiration :

$$P_0 = 10.33 - 0.0012 \times 397 = 9.85 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 9.85 + 0 - (0 + 0.24) = 9.61 \text{ m}$$

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

14.2. Tronçon : SR2 – SR3:

14.2.1. Caractéristique de la conduite :

- Le débit refoulé : $Q = 41.04 \text{ l/s}$.
- La hauteur géométrique : $H_g = 193 \text{ m}$.
- Les pertes de charges : $J_t = 16.64 \text{ m}$. d'après le tableau (IV-5).

La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 209.64 \text{ m}$.

14.2.2. Caractéristique de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal dont les caractéristiques sont les suivantes :

- $N = 2900 \text{ tr/min}$
- $\eta = 77.4 \%$.
- $P = 100 \text{ Kw}$.
- $NPSH_r = 4.19 \text{ m}$.
- Le point de fonctionnement $y_1 (Q_1 = 41.04 \text{ l/s} ; H_{mt_1} = 209.64 \text{ m})$.
- Le point désiré : $y_2 (Q_2 = 41.04 \text{ l/s} ; H_{mt_2} = 209.64 \text{ m})$.

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré ; (voir la figure ci-dessous)

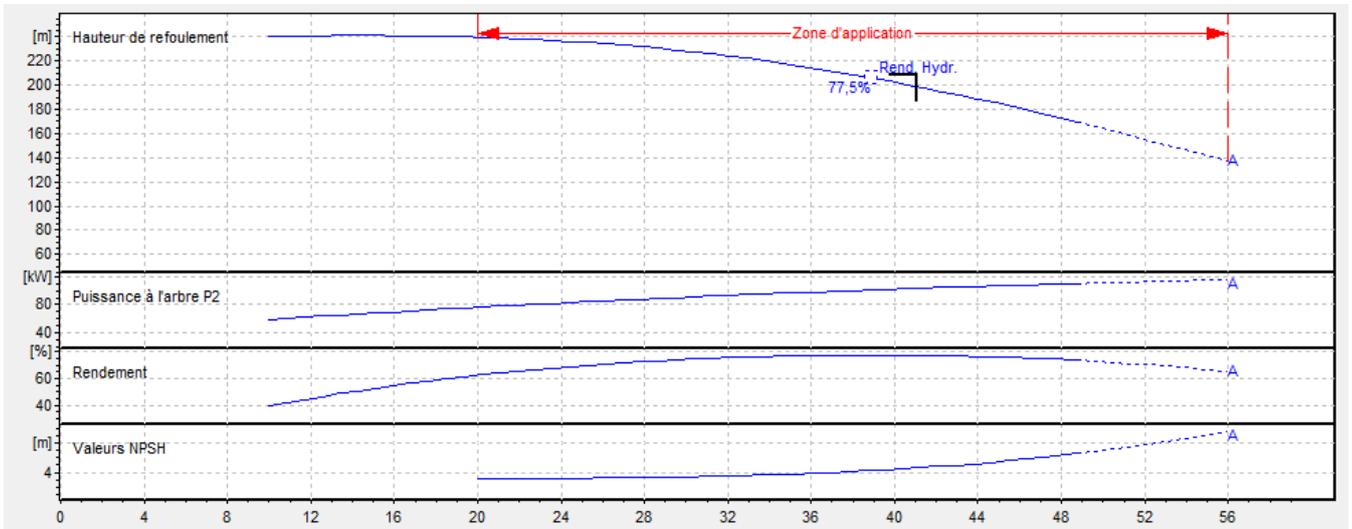


Figure (V-9) : Le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SR2.

14.2.3. Etude de la cavitation :

- La cote du point d'aspiration = 449 m.
- Cote de l'axe de la pompe = 441 m.
- Hauteur de l'aspiration : $h_a = C_p - C_a = 441 - 449 = -8$ m.

D'où la pompe est montée en charge.

* Calcule de la pression à la cote

d'aspiration :

$$P_0 = 10.33 - 0.0012 \times 449 = 9.79 \text{ m.}$$

$$NPSH_d = 9.79 + 8 - (0 + 0.24) = 17.55 \text{ m.}$$

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

14.3. Tronçon : SR3 - R tête:

14.3.1. Caractéristique de la conduite :

- Le débit refoulé : $Q = 31.42 \text{ l/s}$.
- La hauteur géométrique : $H_g = 188 \text{ m}$.
- Les pertes de charges : $J_t = 46.48 \text{ m}$, d'après le tableau (IV-13).
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 234.48 \text{ m}$.

14.3.2. Caractéristique de la pompe :

D'après le logiciel CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal dont les caractéristiques sont les suivantes.

- $N = 2900 \text{ tr/min}$
 - $\eta = 77.2 \%$.
 - $P = 93.3 \text{ Kw}$.
 - $NPSH_r = 3.46 \text{ m}$.
 - Le point de fonctionnement y_1 ($Q_1 = 31.42 \text{ l/s}$; $H_{mt_1} = 234.48 \text{ m}$).
 - Le point désiré : y_2 ($Q_2 = 31.42 \text{ l/s}$; $H_{mt_2} = 234.48 \text{ m}$).
- Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré ; (voir la figure ci-dessous).

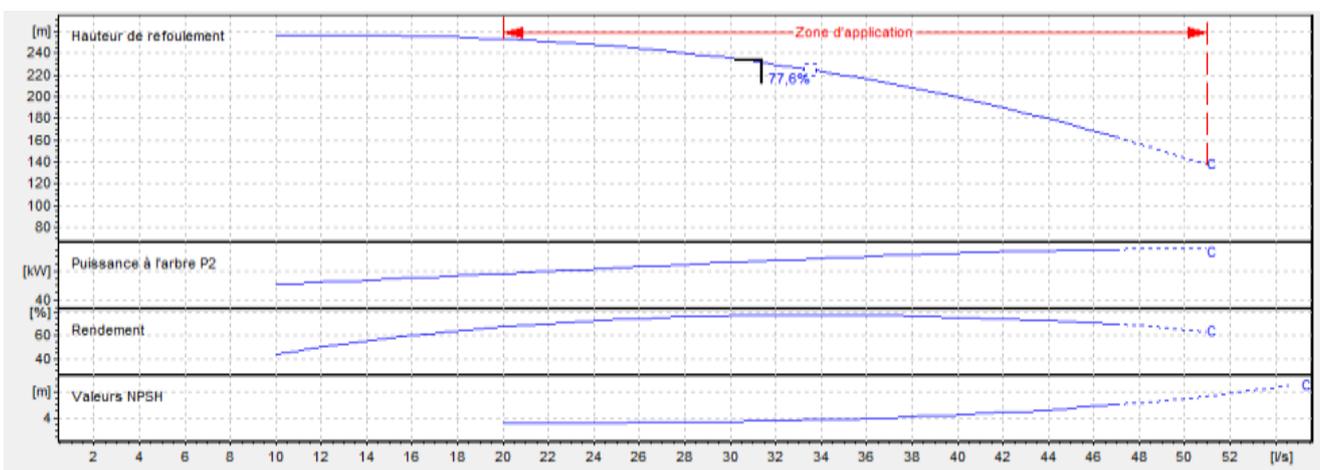


Figure (V-10) : Le point de fonctionnement de la pompe au niveau de la SR3.

14.3.3. Etude de la cavitation :

- La cote du point d'aspiration = 639 m.
- Cote de l'axe de la pompe = 631 m.
- Hauteur de l'aspiration : $h_a = C_a - C_p = 639 - 630 = -9$ m. D'où la pompe est montée en charge.

* Calcule de la pression à la cote d'aspiration :

$$* P_0 = 10.33 - 0.0012 \times 639 = 9.56 \text{ m.}$$

$$* NPSH_d = 9.31 + 9 - (0 + 0.24) = 18.32 \text{ m.}$$

* On a $NPSH_d > NPSH_r$ → alors la pompe est hors domaine de cavitation

15. CONCLUSION :

Au cours de ce chapitre nous avons pu déterminer les caractéristiques des pompes qui conviennent à notre projet, et on a présenté la procédure de sélection des pompes qui était faite à partir de logiciel CAPRARI

1. Introduction :	56
2. Protection contre la corrosion :	56
2.1. La corrosion externe :	56
2.1.1. Corrosion par formation des piles géologiques :	56
2.1.2. Corrosion par suite de l'influence d'une source électrique extérieure :	57
2.1.3. Protection cathodique :	57
A- Anodes réactifs	58
B- Soutirage de courant	58
2.2. La corrosion interne :	59
3. Protection contre le coup de bélier :	60
3.1. Introduction :	60
3.2. Cause du phénomène :	60
3.3. Conséquences du phénomène :	60
3.4. Moyens de protection contre le coup de bélier :	61
3.4.1. volant d'inertie :	62
3.4.2. Soupapes de décharge :	62
3.4.3. Les ventouses :	63
3.4.4. Cheminée d'équilibre :	63
3.4.5. Le réservoir d'air :	64
3.4.6. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier.	66
3.5. étude du coup de bélier :	67
3.5.1. Calcul de la célérité d'ondes :	67
3.5.2. Valeur numérique du coup de bélier :	68
❖ 1 ^{er} Cas : Fermeture brusque :	68
• La valeur maximale de la pression-surpression est :	68
• La valeur maximale de la pression-dépression est :	68
❖ 2 ^{ème} Cas : Fermeture lente :	69
Conclusion :	70
4. Règle de manutention, de stockage et de pose des conduites :	71
4.1. Introduction :	71
4.2. Manutention :	71
4.3. Stockage :	71
4.4. Pose des conduites :	71
4.4.1. Exécution et aménagement de la canalisation :	72
4.4.2. La largeur et la profondeur de la tranchée :	73
4.5. Remblais de la tranchée :	74

5. Franchissement des points spéciaux :.....	75
5.1. Traversées des routes.....	75
5.2. Traversés souterraine de ravin ou d'oued	76
5.3. Pose en élévation	76
5.4. Stabilisation de la conduite	76
5.5. Essais hydrostatiques du réseau (en tranchée)	78
5.6. Le remblaiement de la conduite.....	78
5.6.1. Précaution intéressant les conduites.....	78
5.6.2. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service.....	79
6. Conclusion :	79

1. INTRODUCTION :

En général, les conduites d'adduction quelles soient gravitaires ou par refoulement sont exposées aux dangers de destruction et de dégradation, causés par des phénomènes, tels que :

- L'accumulation d'air dans les conduites,
- L'apparition d'onde de pression ou dépression,
- L'action des contraintes externes,
- L'attaque par la corrosion,
- L'entourage des conduites,
- Etc...

Dans le but de procurer une longévité aux conduites, il est nécessaire de les protéger.

2. PROTECTION CONTRE LA CORROSION :

2.1. La corrosion externe :

Cette corrosion est caractérisée par une attaque du métal due à des phénomènes extérieurs en liaison, le plus souvent, soit avec la nature du sol, soit avec des installations électriques à courant continue situé au voisinage du réseau d'alimentation en eau potable.

Si ces phénomènes sont importants, il peut se produire une destruction rapide des canalisations par perforation ou attaque sous forme de couche de rouille.

2.1.1. Corrosion par formation des piles géologiques :

Le sol constitue par sa nature et en raison de l'humidité relative qui y règne, un électrolyte présentant une conductivité plus au moins grande. La différence d'oxygénation, ajoutée à des différences de concentration des sols, peuvent aboutir en définitive, par suite de l'hétérogénéité de l'électrolyte, à la formation des piles de concentration dont la conduite représente le circuit extérieur.

Il naît alors un courant galvanique, qui peut engendrer une destruction du métal de la conduite se trouvant dans la partie anodique. Ce phénomène est dit corrosion par formation des piles géologiques.

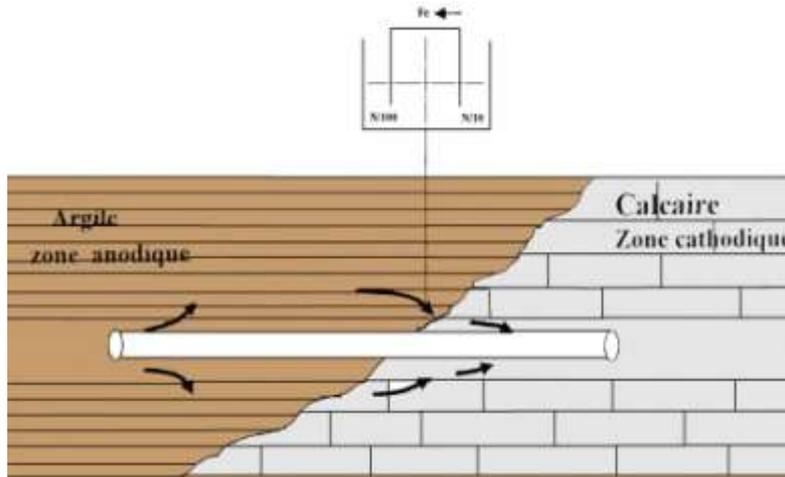


Figure (VI-1) : Corrosion par formation des piles.

2.1.2. Corrosion par suite de l'influence d'une source électrique extérieure :

Dans ce cas, la corrosion est due à une électrolyse par suite d'un courant dit vagabond, comme il peut s'en trouver fréquemment dans les zones industrielles. Dans la pratique, pour l'évaluation des dangers de corrosion, on se base essentiellement sur la mesure de la résistivité des terrains traversés par la conduite, car le rôle qu'elle joue dans le processus de corrosion est déterminant.

En effet, une faible résistivité (forte conductivité) amplifie l'intensité des courants et favorise le processus électrochimique et une grande résistivité (faible conductivité) le freine par sa résistance ohmique.

2.1.3. Protection cathodique :

Une bonne protection d'un réseau en acier consistera à ne mettre en terre que des tuyaux convenablement revêtus d'une enveloppe isolante ayant fait ses preuves dans ce domaine, et par ailleurs à assurer aux droit des joints une parfaite continuité de cet enrobage. Mais, cet enrobage pourra vieillir ou se détériorer accidentellement, c'est alors que la conduite peut se corroder. Pour remédier cela, la protection cathodique s'impose.

La protection cathodique consiste à agir d'une façon artificielle sur le potentiel de la structure métallique, de façon qu'elle devienne cathode par application de potentiel électrique. Les principaux dispositifs de protection cathodique utilisés sont :

- Anode réactives ;
- Soutirage de courant ;
- Le drainage de courant ;
- Association de plusieurs de ces systèmes

En Algérie, les deux premiers dispositifs sont les plus usuels.

A- Anodes réactifs

Elle consiste à relier la conduite à une pièce de métal plus électro-négative que l'acier, tel que, le zinc, l'aluminium et le magnésium, de façon à former des piles où la conduite d'acier jouera le rôle qu'une cathode.

Cette méthode est utilisée généralement pour les conduites de petits diamètres et de faibles longueurs.

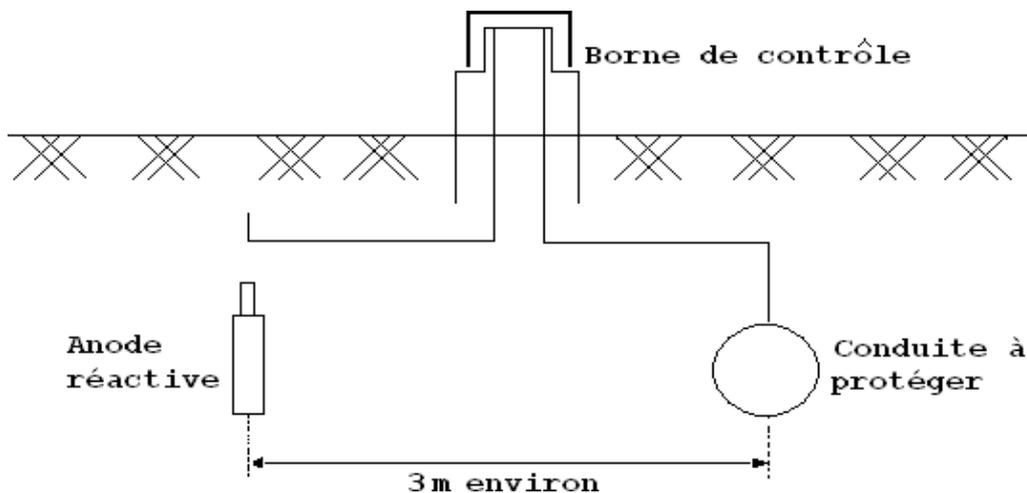


Figure (VI-2) : Protection par anode réactive

B- Soutirage de courant

Cette méthode consiste, à partir d'une source électrique d'un courant continu, à relier la conduite à la borne négative de cette source. La borne positive sera raccordée à une prise de terre constituée ordinairement par une chaîne d'anodes enterrées dans un milieu humide à une distance assez grande de la conduite (environs 100 m). Le courant en quittant la prise de terre, regagnera le pôle négatif de la source électrique en passant par la conduite, entraînant ainsi la dissolution anodique de la prise de terre

Notre choix est porté sur cette méthode, vu son efficacité notamment lorsqu'il s'agit de grandes conduites et lorsque les courants vagabonds sont très fréquents (Voir figure (VI- 3)).

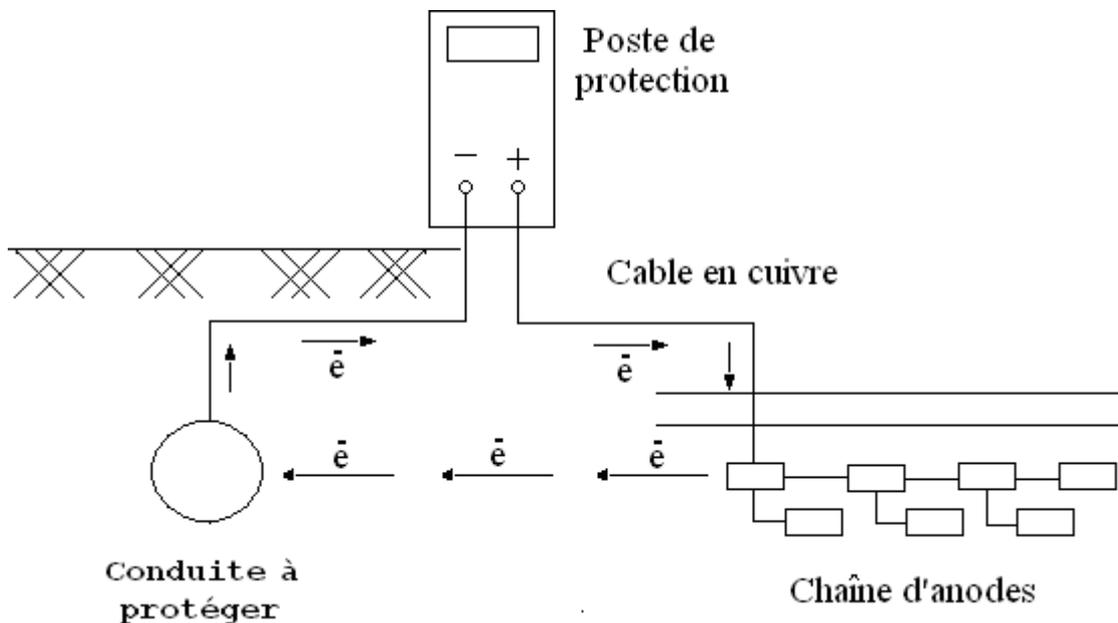


Figure (VI-3) : Protection par soutirage de courant

2.2. La corrosion interne :

La corrosion interne des conduites est liée à la nature de l'eau qu'elle véhicule et sa composition, elle dépend en particulier :

- Du PH ;
- De la teneur en carbonate et bicarbonate ;
- De la teneur en oxygène dissout dans l'eau ;
- De la vitesse de circulation de l'eau ;
- De la minéralisation de l'eau.

Pour remédier à cela ; il faut :

- Un revêtement intérieur fait à l'usine,
- Eviter les faibles vitesses de circulation dans les conduites,
- Evacuation de l'air par voie des venteuses.
- L'exécution des travaux devra ensuite être suivie attentivement.

3. PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER :

3.1. Introduction :

Le coup de bélier, en hydraulique est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (transitoire) qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci (la conduite). Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de suppression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite, subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde). Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire.

3.2. Cause du phénomène :

Particulièrement, les générateurs des coups de bélier sont les suivants :

- Fermeture instantanée d'un robinet vanne placé au bout d'une conduite d'adduction ;
- Arrêt brutal par disjonction inopinée d'un ou des groupes de pompes alimentant une conduite de refoulement débitant dans un réservoir ;
- Démarrage d'un groupe électropompe à vanne ouverte ;
- Démarrage ou arrêt d'une pompe débitant dans une conduite déjà alimentée.
- Modification de la vitesse d'une pompe ;
- La mise en marche des pompes dans les conduites en charge par refoulement.

3.3. Conséquences du phénomène :

Dans les installations actuelles, le phénomène du coup de bélier est accentué par l'utilisation de plus en plus importante d'appareils à fermeture rapide. Ces derniers sont à l'origine d'une forte augmentation du nombre de coup de bélier qui se traduit par

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

3.4. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devons avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression. Parmi ces moyens, on trouve :

- Volant d'inertie ;
- Soupape de décharges ;
- Les ventouses ;
- Clapet by-bass,
- Cheminée d'équilibre ;
- Les réservoirs d'air ;
- Vanne de fermeture lente

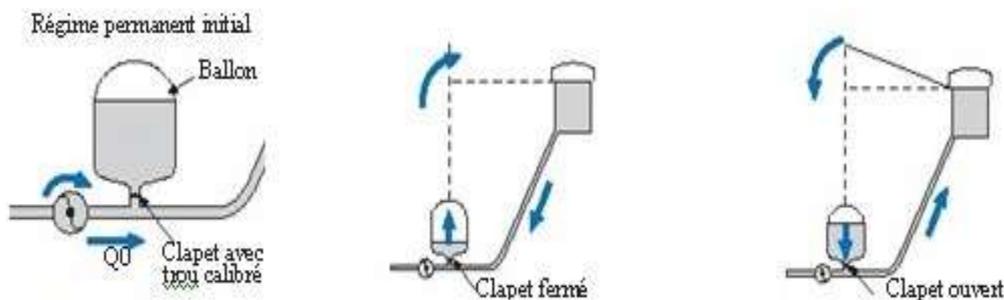


Figure (VI-4) : Cas d'arrêt brusque d'une pompe

3.4.1. volant d'inertie :

C'est un moyen dont la spécificité est qu'il continue à assurer l'alimentation et ceux malgré l'arrêt du moteur.

Ce volant est une roue de masse assez importante qui est placé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens. Grace à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

Ce système est généralement peut ou non utilisable, car :

- › Il n'intervient que pour limiter les dépressions seulement ;
- › Si la conduite de refoulement est assez grande, on doit envisager des volants avec des poids vraiment considérables, par conséquent le système ne sera pas économique (très coûteux) ;
- › Plus le volant est lourd plus le moteur doit être très puissant pour pouvoir vaincre au démarrage l'inertie de ce volant, ce qui peut conduire à des appels d'intensité de courant inadmissible ;
- › Ce dispositif est limité à la protection des conduites à longueurs de refoulement faible ou moyenne, qui n'accède pas quelques centaines de mètres.

3.4.2. Soupapes de décharge :

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ; ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible.

Cette soupape ne doit s'ouvrir que sous une pression déterminée, légèrement supérieure (5% environ) à la pression normale. L'ouverture doit se faire très rapidement pour que l'opération soit efficace.



Figure (VI-5) : soupape de décharge

3.4.3. Les ventouses :

Appelés aussi reniflards, elles ont pour rôle principal l'évacuation de l'air continu dans la conduite et permettent aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsqu'on procède à leur vidange, ou généralement lorsqu'il y a apparition de la cavitation en un point haut.



Figure (VI-6) : une ventouse.

3.4.4. Cheminée d'équilibre :

Une cheminée d'équilibre est constituée 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.

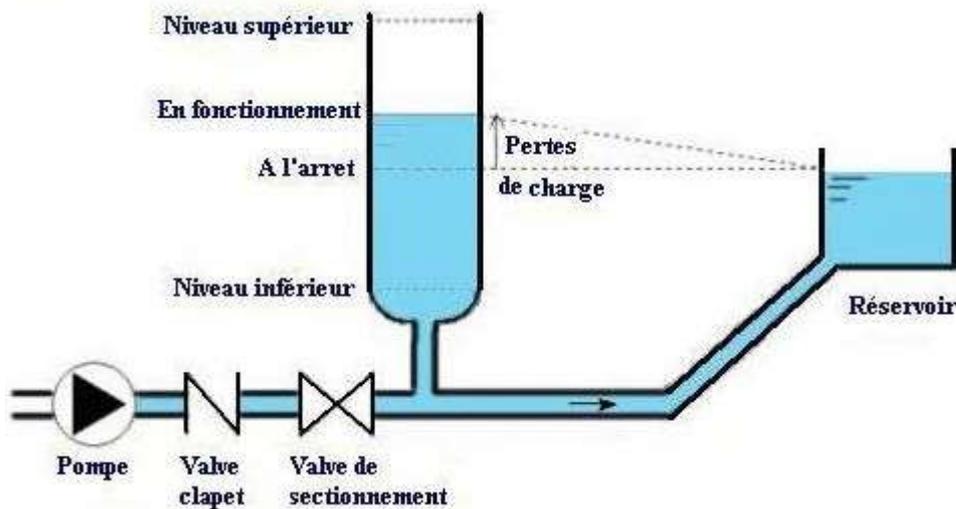
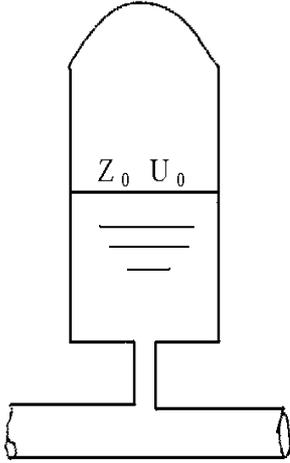


Figure (VI-7) : cheminée d'équilibre.

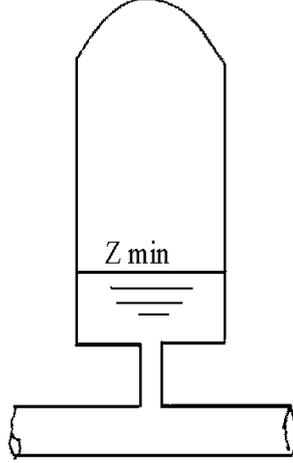
3.4.5. Le réservoir d'air :

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 coté 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.

a)- Marche Normale



b)- Fin de la dépression



c)- Fin de la surpression

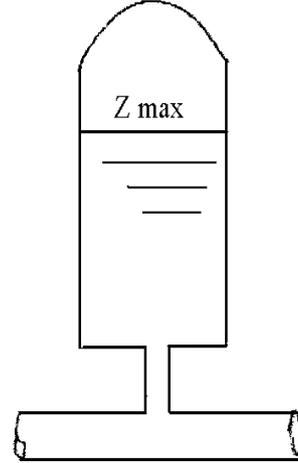


Figure (VI-8) : Réservoir d'air

3.4.6. Tableau récapitulatif des différents équipements anti-bélier.

appareils	Avantages	Inconvénients	Observation
Soupape de décharge	<ul style="list-style-type: none"> • Cout limité. • Entretien et réglage facile • Ne consomme pas d'énergie. • Indépendant d'une installation électrique. 	<ul style="list-style-type: none"> • Nécessite un entretien et un contrôle attentif (ressort) • Pertes considérables d'eau pendant le fonctionnement. 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé comme protection contre la surpression.
Cheminée d'équilibre	<ul style="list-style-type: none"> • Bon fonctionnement (ne comporte pas d'organes mécanique susceptible de fonctionnement défectueux). • Importante durée de vie. • Indépendante d'une installation électrique. • Pas de pertes d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> • Possibilités d'installation limitées. • Ouvrage couteux (hauteur généralement très développée). 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression.
Réservoir d'air	<ul style="list-style-type: none"> • Bon fonctionnement. • Bonne sécurité. • Pas des pertes d'eau. 	<ul style="list-style-type: none"> • Entretien et réglage compliqués qui exige du personnel qualifié. • Cout élevé. 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé comme protection contre la dépression et la surpression.
Volant d'inertie	<ul style="list-style-type: none"> • Dispositif économique • Intéressant sur les installations qui ne s'arrêtent par trop souvent. 	<ul style="list-style-type: none"> • Consommation d'énergie protection limitée par la puissance du moteur et les caractéristiques de démarrage. • Inapproprié dans les stations à fortes fréquence de démarrage. 	<ul style="list-style-type: none"> • Utilisé comme protection contre la dépression.

Tableau (VI-1) : Avantage et inconvénients des appareils anti-bélier

3.5. étude du coup de bélier :

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions ainsi que la valeur numérique du coup de bélier dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

3.5.1. Calcul de la célérité d'ondes :

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

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

D'ou:

- a : Célérité de l'onde (m/s).
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm).
- e : Epaisseur de la conduite (mm).
- K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation K= 83 pour le PEHD
K= 1 pour la fonte

3.5.2. Valeur numérique du coup de bélier :

Le coup de bélier est étudié pour les deux cas :

❖ 1^{er} Cas : Fermeture brusque :

La fermeture brusque est caractérisée par un temps de fermeture T, tel que :

$$T < \frac{2L}{a} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

$2L/a$: Temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{VI.3})$$

avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m),
- a : La célérité de l'onde (m/s),
- V_0 : Vitesse d'écoulement (m/s),
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

• **La valeur maximale de la pression-surpression est :**

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{VI-4})$$

• **La valeur maximale de la pression-dépression est :**

$$H_d = H_0 - B \quad (\text{VI-5})$$

H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, tel que :

$$H_0 = H_g + 10 \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement,
- 10 : Pression atmosphérique,
- H_0 : Pression absolue de la conduite

❖ **2^{ème} Cas : Fermeture lente :**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > (2 \cdot L) / a$

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

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (\text{VI-5})$$

Remarque :

Vu que le coup de bélier est plus important dans le cas de la fermeture brusque de la vanne, par conséquent, nous limiterons nos calculs à ce cas seulement.

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau suivant :

Tronçon		SR1- R(TNT)	R(TNT)- SR2	SR2-SR3	SR3-R (TETE)
Caractéristiques de la conduite	D (mm)	500	400	300	250
	e (mm)	111.6	47.4	48	54
	V (m/s)	0.91	0.952	0.82	1.041
H ₀ =Hg+10 (m)		123	65	203	198
Célérité" a" (m/s)		539.15	383.69	449.976	529.51
Valeur du coup de bélier 'B'(m)		50.01	37.23	37.61	56.18
Dépression 'Hd'		72.99	27.77	165.39	141.82
Surpression'Hs'		173.01	102.23	240.61	254.18
Type de la conduite		PEHD	PEHD	PEHD	PEHD
Pression de service'PNS'(m)		200	150	300	300

Tableau (VI-2): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Conclusion :

D'après les résultats du tableau (VI-2) ; on remarque que dans les quatre tronçons la surpression ne dépasse pas la pression nominale de service de la conduite en PEHD, ainsi que pour les dépressions sont toutes positive et largement supérieures à la valeur minimale requise dans les tronçons ainsi aucun dispositif anti bélier n'est nécessaire.

4. REGLE DE MANUTENTION, DE STOCKAGE ET DE POSE DES CONDUITES :

4.1. Introduction :

Le problème particulier des efforts exercés par les remblais sur les conduites enterrées est assez mal connu. Cette difficulté a été mise en évidence par des ruptures ou des formations excessives des canalisations de pose, ainsi que les essais semblent satisfaisants. Le type de pose des conduites dans un sol a une influence importante sur les sollicitations autour de la canalisation. Cette influence intervient notamment par le biais du rapport de la hauteur du remblai au dessus de la hauteur génératrice supérieure de la conduite et de largeur de la tranchée.

4.2. Manutention :

Le PE est résistant, élastique, relativement léger, donc facile à manutention. Il reste cependant aux agressions pouvant être causées par les objets pointus :

- Obturer provisoirement les extrémités des tubes.
- Préserver les emballages de protection jusqu'à la mise en œuvre du produit.
- Utiliser uniquement les sangles en nylon ou en polypropylène pour la manutention et l'arrimage.

4.3. Stockage :

- Eviter les contacts avec des pièces métalliques saillantes.
- Goudron, ou fumée d'échappement sur le matériau.
- Projection de gravillon.
- Stocker les tubes sur les aires planes et aménagées.
- Utiliser des palettes pour éviter le contact direct avec le sol.
- Stocker les couronnes de préférence à plat, leur superposition ne devra pas excéder une hauteur de 1 mètre.

4.4. Pose des conduites :

Le rôle de la conduite est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions, aux surpressions, aux flexions longitudinales, aux efforts d'ovalisation (dus à son propre poids, au poids d'eau, à celui des

terres et aux surcharges roulantes) et à l'agressivité du sol.

La pose de la conduite est d'une importance majeure ; pour cela, on doit tenir compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose de la conduite.

4.4.1. Exécution et aménagement de la canalisation :

Il importe de choisir dans chaque cas particulier les engins et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir leurs meilleures rendements et la plus grande rentabilité.

- La section transversale de la tranchée dépend essentiellement de la largeur et de la profondeur,
- La largeur est évidemment fonction du diamètre de la conduite ; elle varie aussi selon la nature de sol,
- Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé, après il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm,
- La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et surcharges, et aussi contre la variation de la température pour éviter le gel en temps froid. Pour cela, on prévoit une profondeur de 1m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite,
- Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément, on doit prévoir un espacement de 50 cm de part et d'autre de la conduite.

Tableau (VI-3) : Les différents matériaux

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0.1 à 5 mm	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0.1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe du tube
Remblai de protection	Sable 0.1 à 5 mm	10 cm au dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai	Jusqu'à la surface

Pour bien effectuer la pose en terre, on doit :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés à coté de la tranchée ;de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pente soit constante entre les points de changement de pentes prévus.
- Eviter de placer les tuyaux sur tasseau, ceux-ci concernent les efforts d'écrasement, et de plus, leur emploi fait travailler les tuyaux à la flexion.
- Préparer un fond de fouille bien rectiligne.

4.4.2. La largeur et la profondeur de la tranchée :

La canalisation doit assurer pendant de très longues années un service sans défaillance. La profondeur de la tranchée doit être suffisante pour que la conduite soit à l'abri de gel, compte tenu des conditions climatiques, et ne subisse pas l'action trop directe des charges roulantes lorsqu'elles existent.

La largeur de la tranchée est évidemment en fonction du diamètre de la conduite. Elle varie aussi selon la nature des matériaux constituant la conduite et le type de joint.

Les largeurs en mm de la tranchée d'une part et les diamètres des tubes d'autre part sont les suivantes :

Tableau (VI-4) : les sur largeurs de la tranchée en mm

DN du tube en (mm)	Sur largeur en (mm)
20 à 160	100
180 à 600	300
> 600	400

La profondeur minimale recommandée est de 0.8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations d'adduction d'eau.

4.5. Remblais de la tranchée :

Pour avoir un bon remblai, on utilise une terre purgée de pierres, fortement damée par des petites couches sur les tuyaux et sous ces flancs, on poursuit jusqu'à l'obtention d'une couche bien damée de 20 cm au dessus de la génératrice supérieure.

Le tableau ci-après nous donne les épaisseurs des différentes couches du remblai et les matériaux utilisés.

Tableau (VI-5) : Hauteur des couches de remblai

Couche	Matériau	Hauteur de remblai
Lit de pose	Sable 0,1 à 5 mm (1)	Couche d'au moins 10 cm
Assise	Sable 0,1 à 5 mm	Jusqu'à hauteur axe de tube
Remblai de protection	Sable 0,1 à 5 mm	10 cm au dessus du tube
Remblai supérieur	Réutilisation déblai (2)	Jusqu'à la surface

(1) : Entre 5 et 15 mm en présence d'une nappe phréatique.

(2) : après élimination des éléments impropres.

(3)

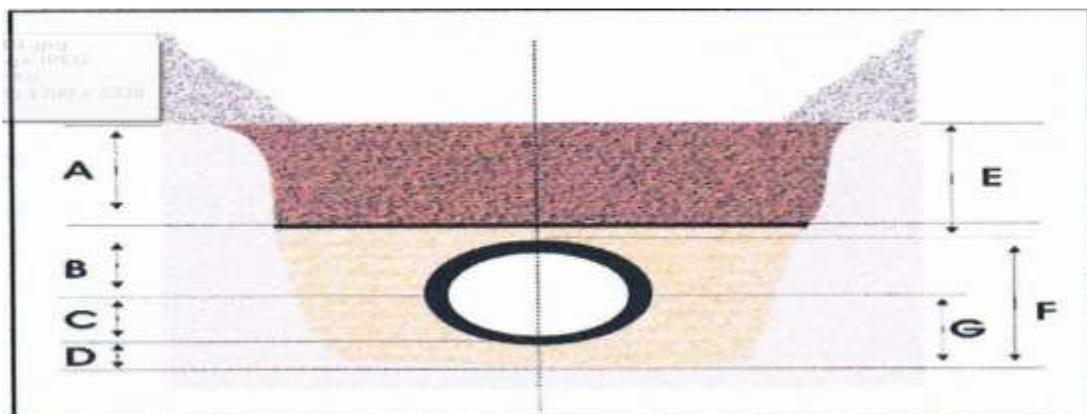


Figure (VI-9) : Pose en tranchée d'une conduite.

- A : Remblai supérieur
- B : Remblai de protection
- C : Assise
- D : Lit de pose
- E : Hauteur de couverture
- F : Enrobage
- G : Appui
- : Grillage avertisseur.

5. FRANCHISSEMENT DES POINTS SPECIAUX :

5.1. Traversées des routes

En raison des charges à supporter, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite et à la route, la conduite sera introduite à l'intérieur d'une gaine (buse en acier de diamètre supérieur dans laquelle la conduite est introduite), ce qui la préservera des vibrations qui pourraient être les causes des ruptures.

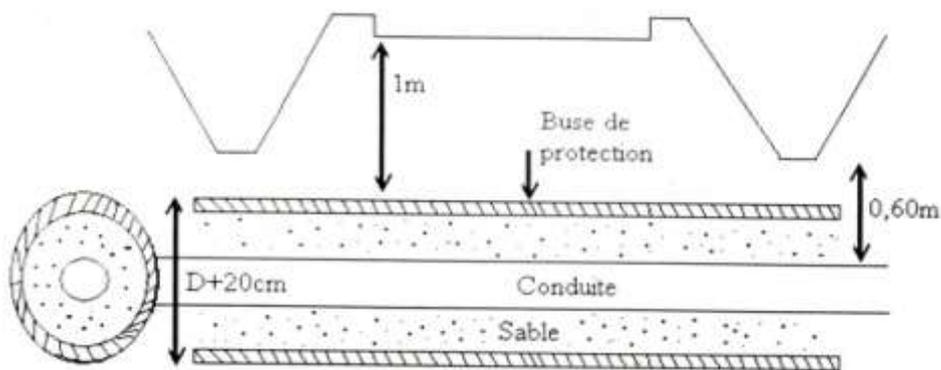


Figure (VI-10) : Protection pour la traversés des routes

5.2. Traversés souterraine de ravin ou d'oued

Le risque auquel est exposé une conduite en traversée sous le lit d'un oued est son découverture, à la suite duquel se trouve soumise aux contraintes dues à l'écoulement (efforts hydrauliques et chocs causés par transports solides). Et cela est à cause de l'approfondissement du lit par érosion et son déplacement latéral.

En conséquence, la conduite traversant en tranchée un talweg doit être protégée à sa partie aval chaque fois qu'il s'avère nécessaire ; par un gabion longitudinal enterré jusqu'au ras du sol. Les canalisations seront noyées dans une longrine protectrice en béton ou mise sous gaines de protection en acier

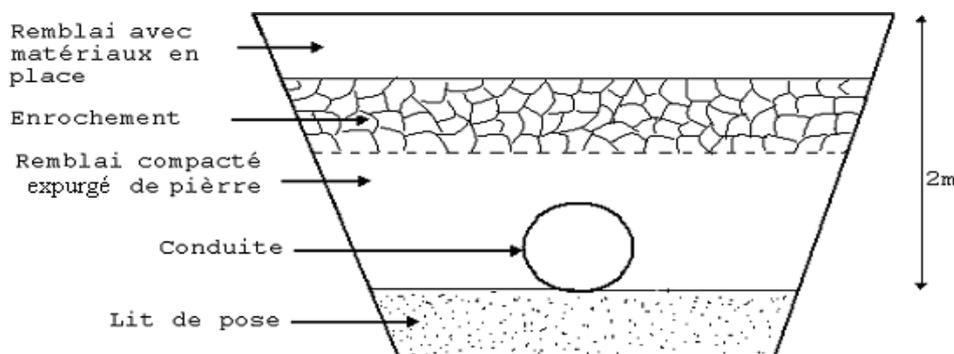


Figure (VI-11) : Traversée d'oued

5.3. Pose en élévation

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépressions, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées, butées au préalable jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre d'un ou de deux par tuyau.

5.4. Stabilisation de la conduite

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. On distingue :

- butée sur coude horizontal
- butée sur coude vertical,
- butée sur branchement,
- butée sur un cône.

Pour assurer la stabilité et la résistance des conduites aux poussées dues à la pression de l'eau au niveau des coudes et des branchements, qui peut engendrer des déboîtements des joints ou des ruptures des soudures, on prévoit la construction des massifs en béton (butées) qui s'opposent aux déboîtements et aux ruptures par leur poids (Voir figures (VI-12), (VI-13) et (VI-14))

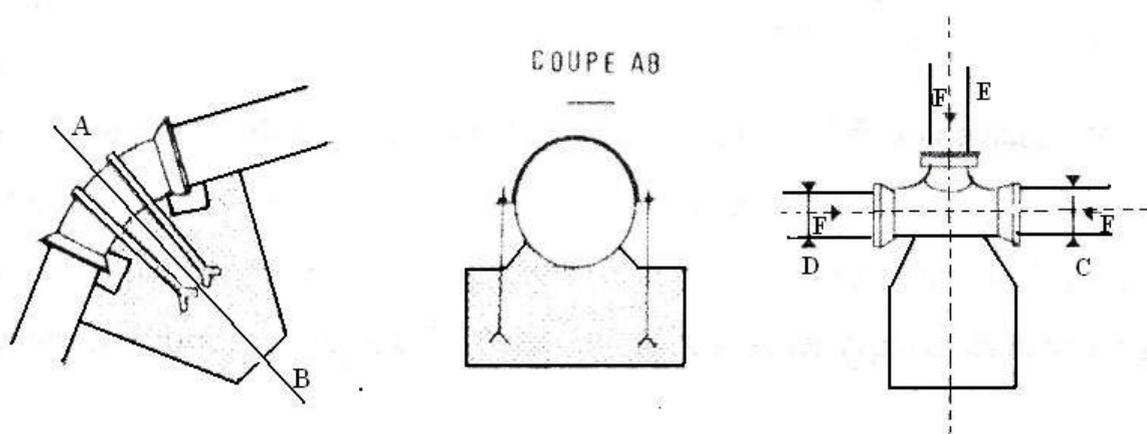


Figure (VI-12) : Butée sur coude horizontal

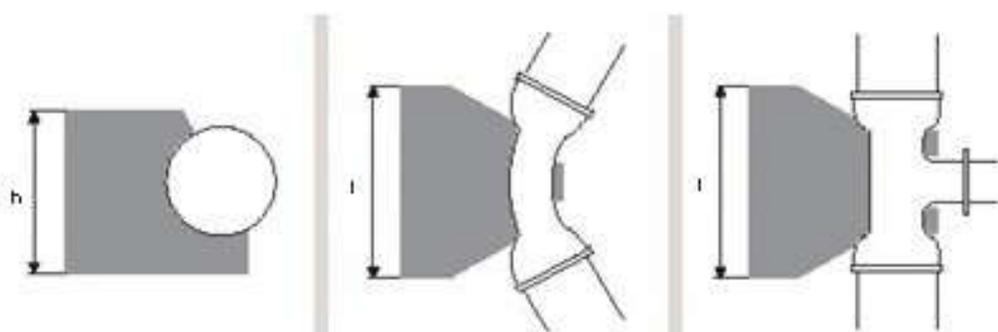


Figure (VI-13) : Butée sur coude vertical

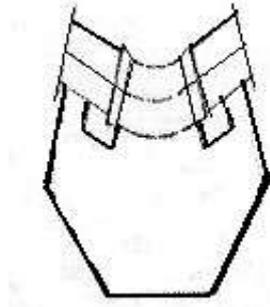


Figure (VI-14): butée sur branchement

5.5. Essais hydrostatiques du réseau (en tranchée)

Dès la fin des travaux sur l'ensemble du réseau ou une partie homogène dotée de tous ses équipements hydrodynamiques et avant le remblaiement de la tranchée, il sera procédé à un assai progressif du réseau jusqu'à ce que la pression atteigne la pression de service demandée pour vérifier l'étanchéité des joints. Tous les ouvrages et organes de la conduite feront l'objet d'une vérification et éventuellement d'une manoeuvre test sur des tronçons de 200 m au maximum, avec une pression égale à la pression majorée de 50 % pendant un temps d'épreuve de 30 minutes. Cette opération s'effectue à l'aide d'une pompe d'épreuve, et la variation de la pression doit être inférieure à 0.2 bar.

5.6. Le remblaiement de la conduite

Le remblaiement de la tranchée s'effectue par couches successives, en utilisant une terre dépourvue de pierres, très fortement damée pour éviter tous tassement ultérieur du terrain autour de la conduite.

5.6.1. Précaution intéressant les conduites

L'entrepreneur prendra toutes les dispositions utiles pour qu'à aucun moment les travaux des corps étrangers ne viennent pénétrer dans les tuyaux. Il devra en particulier vérifier chaque élément de tronçons avant sa pose et procéder à un bouchage efficace des tronçons posés ou en cours d'essai.

5.6.2. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service

Elle doit être précédée d'un nettoyage et d'un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisant ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique.

6. CONCLUSION :

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux surpressions et pression éventuelles, aux flexion longitudinales et aux efforts d'ovalisation, donc la pose et la stabilité des conduites est d'une importance majeure, afin d'éviter leurs destruction ou leurs dégradation dans le temps.

Pour la gestion et la l'exploitation du réseau, nous devons prendre des précautions préventives afin d'assurer le bon rendement du réseau, qui est la différence entre le volume entrant dans le réseau et le volume consommé ou facturé, pour cela, le gestionnaire de service d'eau est appelé à porter une attention constante, pour la mise en équivalence de ces deux systèmes complémentaire.

Conclusion générale

Le renforcement en eau potable de la commune de SIDI AICH, constitue une priorité vu le manque exorbitant en eau.

Lors de cette étude, nous avons essayés de résoudre cette problématique, par un piquage à partir de la conduite venant du barrage de tichihaf (W de BEJAIA) , et le dimensionnement d'une nouvelle chaîne d'adduction.

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, qui sont de $9357.11 \text{ m}^3/\text{j}$; nous avons étudié cinq ouvrages de stockage, le premier, représenté par une station de reprise au niveau du piquage d'une capacité de 100 m^3 , qui alimente, par refoulement, le second placé au chef lieu de la commune de SIDIAICH d'une capacité de 500 m^3 . Ce dernier alimente gravitairement le troisième ouvrage de stockage situé au niveau de la deuxième station de reprise avec une capacité de 1050 m^3 . Un quatrième ouvrage représenté par une station de reprise d'une capacité de 100 m^3 , alimentée par refoulement à partir du troisième ouvrage et qui alimente à son tour, par refoulement, le réservoir tête d'une capacité de 2000 m^3 situé à CNEP.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, à savoir des conduites en PEHD.

Le choix des pompes adéquates afin d'assurer l'acheminement de l'eau jusqu'au consommateur, a été fait par un logiciel CAPRARI et des catalogues.

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.

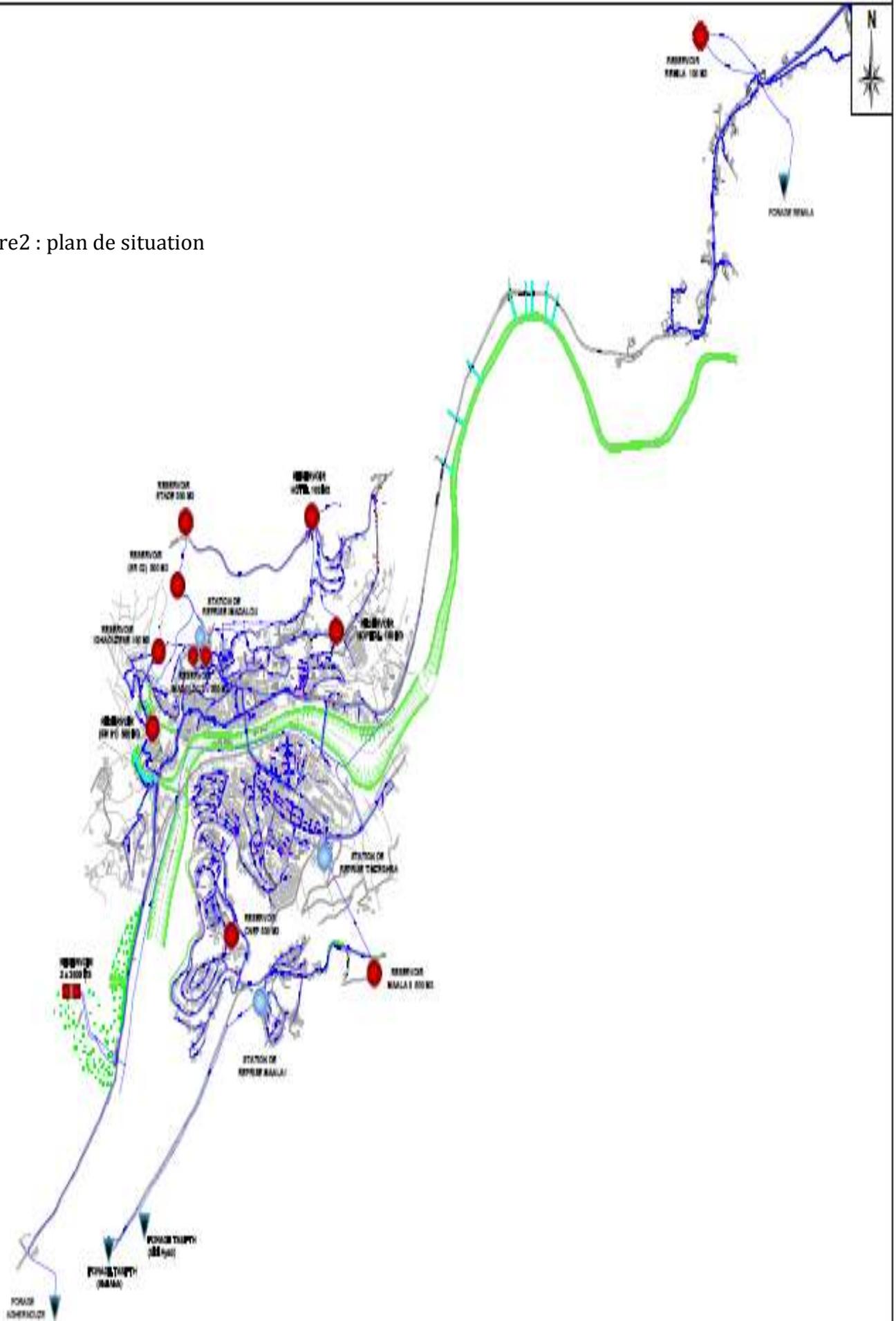
A la fin, on tient à souligner l'utilité de ce projet qui peut résoudre le problème d'eau dans cette région.

Commune de Sidi Aich

PLAN DE SITUATION

0 0.5 1 1.5 m

Figure2 : plan de situation



La légende



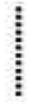
Réservoir



Station de pompage



Conduite refoulement

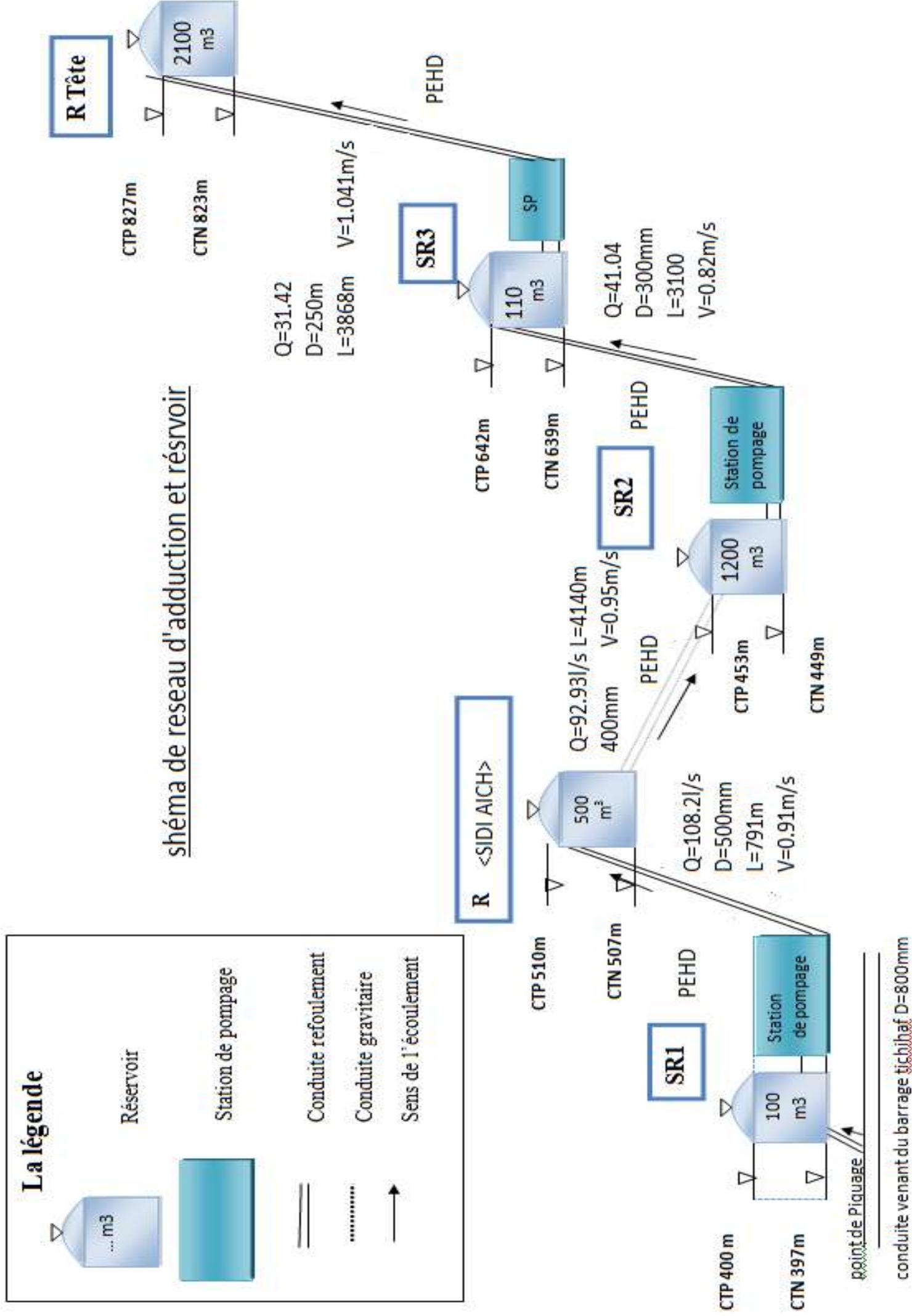


Conduite gravitaire



Sens de l'écoulement

schéma de reseau d'adduction et réservoir



Bibliographie

[1] : **Bonnin, J.** : « Hydraulique urbaine », Collection de la direction des études et recherche d'électricité de France, Edition Eyrolles, 216 pages, 1977.

[2] : **BENJAMIN, E., STREETER, V.L. and SUO, L.**: “fluid Transits in system”. Prentice Holl, Englewood Cliffs, 1993.

[3] : **Bonnin, J.** : « Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance ». Edition Eyrolles, 1977.

[4] : **CARLIER, M.** : « Hydraulique générale et appliquée », Edition Eyrolles, 534 pages, 1980.

[5] : Direction d'Hydraulique de la wilaya de Béjaia.

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

[7] : **LAHDIRI, M.T. et MOUSSI, K.** : « Diagnostique et renforcement du réseau d'AEP de la commune de Oued Ghir, Wilaya de BEJAIA», mémoire de fin d'étude, Université de BEJAIA. 2003.

[8] : Service technique de la commune de AZAZGA.

[9] : Subdivision d'Hydraulique des AZAZGA.

[10] : **Treb, R. et Herbil, T.** : « AEP des centres urbains situés sur l'axe Draa-El-Mizan—Boughni—Ouahias, à partir du barrage Koudiat Acerdoune. –Etude d'adduction ,» Mémoire de fin de d'étude, Université de Béjaia, 97 pages, 2007.

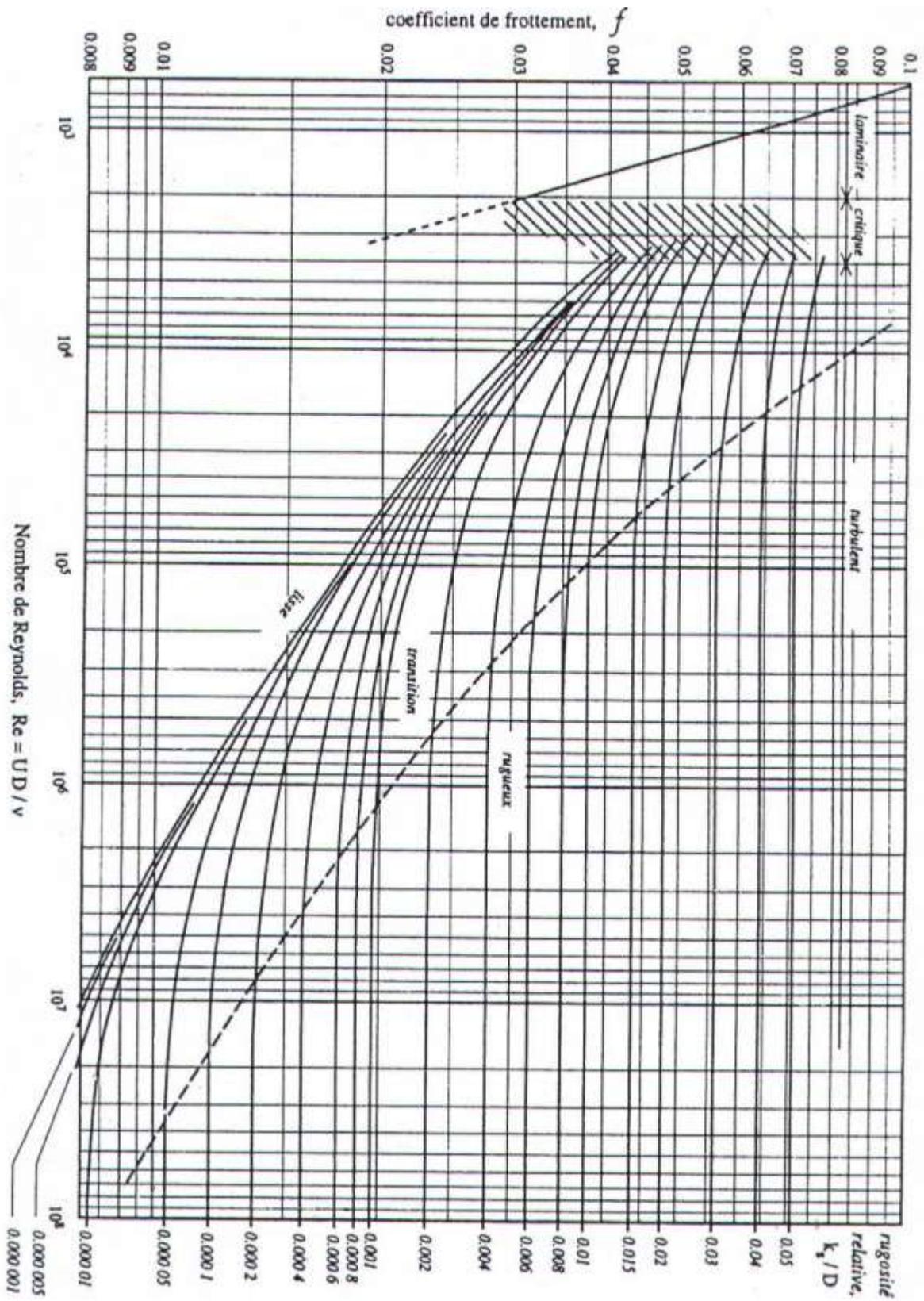
[11] : **LABORDE, J.P.** : « Eléments d'Hydraulique générale ». Edition 2000.

[12] : Catalogue PEHD, STMP CHIALI.

Annexe (I): Régime de la consommation des agglomérations

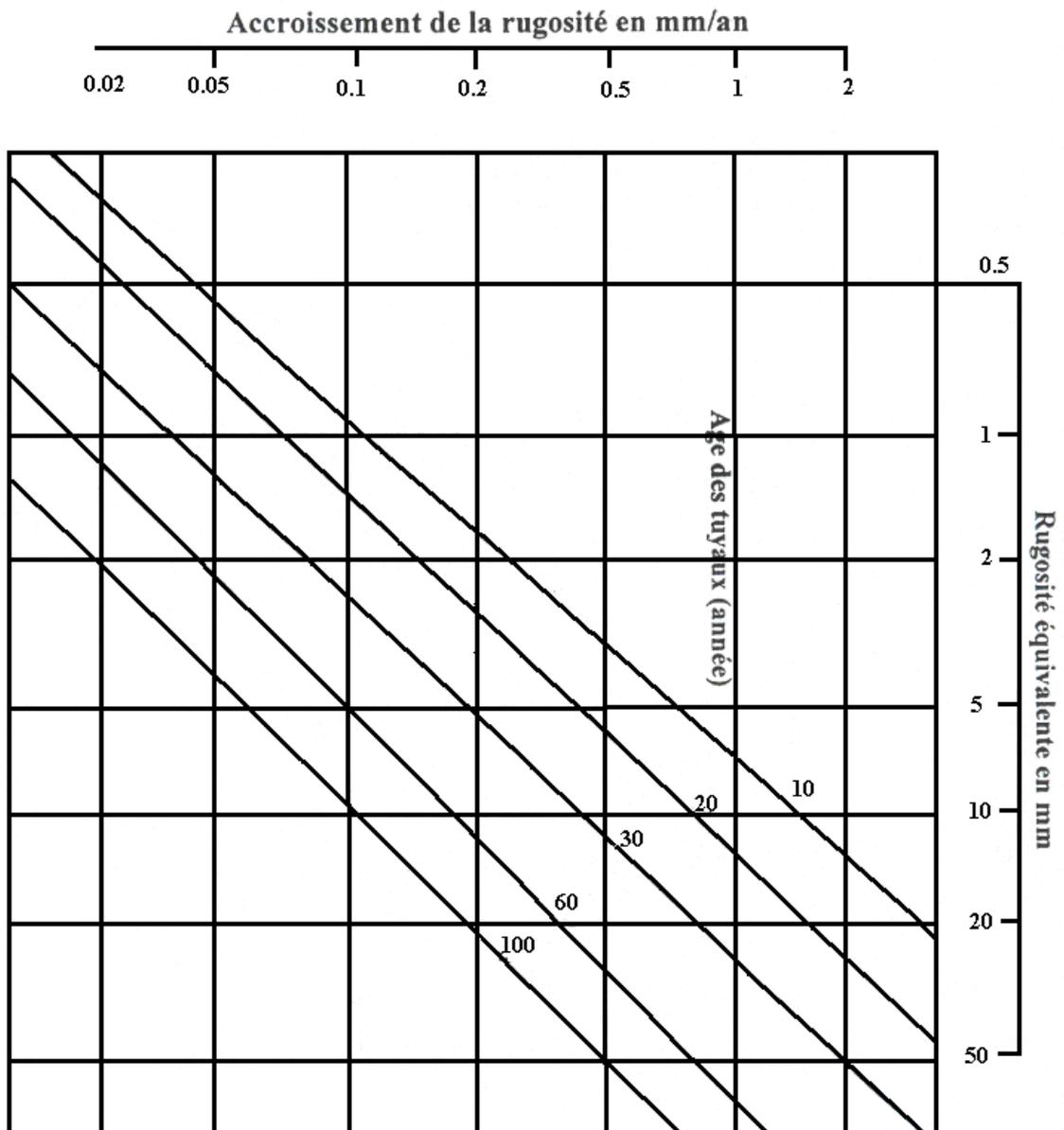
Régime de la consommation des agglomérations												
Heure du jour	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40	1.45	1.50	1.70	1.80	1.90	2.00	2.50
0 - 1	3.50	3.35	3.20	3.00	2.50	2.00	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
1 - 2	3.45	3.25	3.25	3.20	2.65	2.10	1.50	1.00	0.90	0.85	0.75	0.60
2 - 3	3.45	3.30	2.90	2.50	2.20	1.85	1.50	1.00	0.90	0.85	1.00	1.20
3 - 4	3.40	3.20	2.90	2.60	2.25	1.90	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00
4 - 5	3.40	3.25	3.35	3.50	3.20	2.85	2.50	2.00	1.35	2.70	3.00	3.50
5 - 6	3.55	3.40	3.75	4.10	3.90	3.70	3.50	3.00	3.85	4.70	5.50	3.50
6 - 7	4.00	3.85	4.15	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.20	5.35	5.50	4.50
7 - 8	4.40	4.45	4.65	4.90	5.10	5.30	5.50	6.50	6.20	5.85	5.50	10.20
8 - 9	5.00	5.20	5.05	4.90	5.35	5.80	6.25	6.50	5.50	4.50	3.50	8.80
9 - 10	4.80	5.05	5.40	5.60	5.85	6.05	6.25	5.50	5.85	4.20	3.50	6.50
10 - 11	4.70	4.85	4.85	4.90	5.35	5.80	6.25	4.50	5.00	5.50	6.00	4.10
11 - 12	4.55	4.60	4.60	4.70	5.25	5.70	6.25	5.50	6.50	7.50	8.50	4.10
12-13	4.55	4.60	4.50	4.40	4.60	4.80	5.00	7.00	7.50	7.90	8.50	3.50
13-14	4.45	4.55	4.30	4.10	4.40	4.70	5.00	7.00	6.70	6.35	6.00	3.50
14-15	4.60	4.75	4.40	4.10	4.60	5.05	5.50	5.50	5.35	5.20	5.00	4.70
15-16	4.60	4.70	4.55	4.40	4.60	5.30	6.00	4.50	4.65	4.80	5.00	6.20
16-17	4.60	4.65	4.50	4.30	4.90	5.45	6.00	5.00	4.50	4.00	3.50	10.40
17-18	4.30	4.35	4.25	4.10	4.60	5.05	5.50	6.50	5.50	4.50	3.50	9.40
18-19	4.35	4.40	4.45	4.50	4.70	4.85	5.00	6.50	6.30	6.20	6.00	7.30
19-20	4.25	4.30	4.40	4.50	4.50	4.50	4.50	5.00	5.35	5.70	6.00	1.60
20-21	4.25	4.30	4.40	4.50	4.40	4.20	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	1.60
21-22	4.15	4.20	4.50	4.80	4.20	3.60	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	1.00
22-23	3.90	3.75	4.20	4.60	3.70	2.85	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	0.60
23 - 24	3.80	3.70	3.50	3.30	2.70	2.10	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.60

Annexe (2) : Diagramme de MOODY

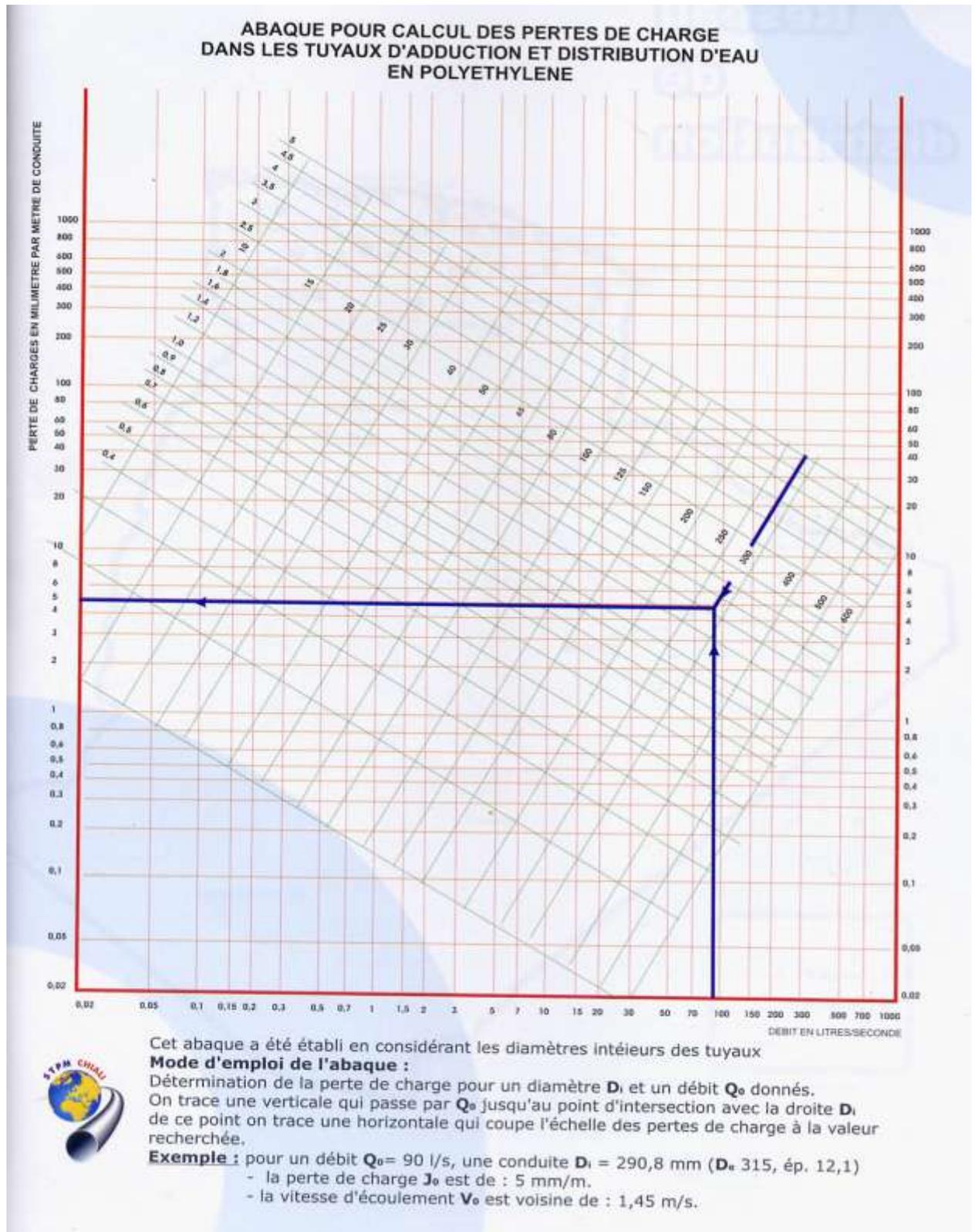


Annexe (3) : Abaque de PETER LAMONT

"Donnant l'augmentation de la rugosité d'une conduite en fonction de son âge"



Annexe (4) :Abaque des pertes de charge pour les conduites en PEHD



Annexe (5) : TARIF TUYAUX AEP EN FONTE

Désignation	DN	PFA (bar)	Tarif 2 Tuyaux avec joint (DZD/m)
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	100	40	2 087,79
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	150	40	2 584,22
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	200	40	3 582,96
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	250	40	4 834,73
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard	300	40	6 098,22
Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	350	30	7 234,82
Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	400	30	8 270,53
Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	450	30	10 038,78
Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	500	30	11 367,47
Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard	600	30	15 022,64
Tuyaux Hydroclass, Classe 25, à joint Standard	700	25	20 391,55
Tuyaux Hydroclass, Classe 25, à joint Standard	800	25	25 100,03
Tuyaux Hydroclass, Classe 25, à joint Standard	900	25	31 182,14
Tuyaux Hydroclass, Classe 25, à joint Standard	1000	25	36 927,88
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard Vi	100	16	2 373,78
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard Vi	150	16	3 081,30
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard Vi	200	16	4 223,64
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard Vi	250	16	6 434,61
Tuyaux Hydroclass, Classe 40, à joint Standard Vi	300	16	7 620,12
Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard Vi	350	16	8 727,78
Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard Vi	400	16	10 088,84
Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard Vi	450	13	12 151,04
Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard Vi	500	11	13 816,37
Tuyaux Hydroclass, Classe 30, à joint Standard Vi	600	10	18 319,69
Tuyaux Hydroclass verrouillé, Classe 30, à joint Standard Ve, avec cordon de soudure	350	27	12 032,91
Tuyaux Hydroclass verrouillé, Classe 30, à joint Standard Ve, avec cordon de soudure	400	25	12 161,21
Tuyaux Hydroclass verrouillé, Classe 30, à joint Standard Ve, avec cordon de soudure	450	23	8 134,42
Tuyaux Hydroclass verrouillé, Classe 30, à joint Standard Ve, avec cordon de soudure	500	22	16 972,46
Tuyaux Hydroclass verrouillé, Classe 30, à joint Standard Ve, avec cordon de soudure	600	20	21 702,29
Tuyaux Hydroclass verrouillé, Classe 25, à joint Standard Ve, avec cordon de soudure	700	20	31 126,51
Tuyaux Hydroclass verrouillé, Classe 25, à joint Standard Ve, avec cordon de soudure	800	16	38 192,87
Tuyaux Hydroclass verrouillé, Classe 25, à joint Standard Ve, avec cordon de soudure	900	16	46 936,52
Tuyaux Hydroclass verrouillé, Classe 25, à joint Standard Ve, avec cordon de soudure	1000	16	54 523,51
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard, Classe 100, à joint Universal Standard Vi, Lu = 5,97 m	100	56	3 160,10
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard, Classe 64, à joint Universal Standard Vi, Lu = 5,97 m	125	52	3 690,46
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard, Classe 64, à joint Universal Standard Vi, Lu = 5,97 m	150	48	4 198,94
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard, Classe 64, à joint Universal Standard Vi, Lu = 5,97 m	200	43	5 562,88

Annexe (5) : TARIF TUYAUX AEP ENFONTE (suite et fin)

Désignation	DN	PFA (bar)	Tarif 2
			Tuyaux avec joint
			(DZD/m)
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard, Classe 40, à joint Universal Standard Vi, Lu = 5,97 m	400	20	14 238,28
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard, Classe 40, à joint Universal Standard Vi, Lu = 5,97 m	450	16	16 523,63
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard, Classe 40, à joint Universal Standard Vi, Lu = 5,97 m	500	16	19 452,77
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard, Classe 40, à joint Universal Standard Vi, Lu = 5,97 m	600	16	25 314,62
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard Ve, Classe 100, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 5,97 m	100	64	3 458,30
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard Ve, Classe 64, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 5,97 m	125	64	4 029,42
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard Ve, Classe 64, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 5,97 m	150	60	4 428,24
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard Ve, Classe 64, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 5,97 m	200	52	5 663,86
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard Ve, Classe 50, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 5,97 m	250	46	7 461,72
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard Ve, Classe 50, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 5,97 m	300	41	8 948,09
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard Ve, Classe 40, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 5,97 m	350	38	12 318,19
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard Ve, Classe 40, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 5,97 m	400	35	14 136,10
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard Ve, Classe 40, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 5,97 m	450	32	17 614,03
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard Ve, Classe 40, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 5,97 m	500	30	19 617,93
Tuyaux fonte ductile, Natural Universal Standard Ve, Classe 40, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 5,97 m	600	30	26 893,15
Tuyaux fonte ductile, Universal Standard Ve Classic, Classe C30, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 5,97 m	700	27	35 377,32
Tuyaux fonte ductile, Universal Standard Ve Classic, Classe C30, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 6,89 m	800	25	38 342,72
Tuyaux fonte ductile, Universal Standard Ve Classic, Classe C30, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 6,87 m	900	25	47 070,72
Tuyaux fonte ductile, Universal Standard Ve Classic, Classe C30, à joint Universal Standard Ve, avec cordon de soudure, Lu = 6,88 m	1000	25	53 618,62

Annexe (6): Variation de l'angle d'ouverture en fonction de K

Angle d'inclinaison du papillon (θ)	K
0-5	0,25
10	0,52
20	1,54
30	3,91
40	10,8
45	18,7
50	32,6
60	118
70	751
80	1400

Annexe (7) : valeur de β_{max} en fonction du nombre d'habitant.

nbr d'habitant *10 ³	< 1	1,5	2,5	4	6	10	20	50	100	300	> 1000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1