



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique
Laboratoire de Recherche en Hydraulique Appliquée et Environnement (LRHAE)

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

M^r. CHOUGAR Abdelhadi

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

Option: **HYDRAULIQUE URBAINE**

INTITULE :

**ETUDE DU RESEAU D'AEP DU CHEF LIEU
DE LA COMMUNE KHEMIS EL KHECHNA
WILAYA DE BOUMERDES
-ADDITION ET DISTRIBUTION-**

Soutenu le **01 /07 /2017** Devant le jury composé de :


- Président: **CHENAFI.A**
- Promoteur : **M^r. SELLAOULA**
- Examineur(s): **LAHOUARI.F**


Remerciements


*Avant tout propos, je remercie « Dieu » le tout puissant qui m'a donné
sagesse et santé pour mener ce modeste travail à terme.*


*Il m'est agréable d'exprimer mes sincères remerciements et ma profonde gratitude
à Mr. SELLAOU A. de m'avoir encadré. Je lui exprime ma reconnaissance pour
ses précieux conseils, sa disponibilité quotidienne et de son inestimable aide.*

*J'adresse également mes remerciements et je tiens à exprimer mes
reconnaissances envers :*

 *Mr ARAB Boudjema, du bureau d'étude BEDEX, de m'avoir
bien accueilli et fourni les moyens nécessaires pour la réalisation
de ce présent travail*

 *Tous les enseignants de département d'hydraulique qui ont
contribué à notre formation.*

 *Tous les membres de jury qui me feront l'honneur d'examiner et
de juger mon travail*

 *Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration
de mon mémoire.*

Abdelhadi

Dédicaces

Je dédie cet humble et modeste travail avec grand amour, sincérité et fierté :

A ma chère mère et mon cher père,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mon petit frère Aziz

A qui je souhaite une très bonne réussite dans ses études universitaires.

A ma chère sœur Lynda et son mari Hakim

A mon chère frère Nourdine et son épouse Sabrina

Je leurs souhaite a tous une vie heureuse et épanouissante.

A toutes mes tantes, oncles et cousin(es)

A mon frère et ami Massy et à toute sa belle famille

A tous mes amis(es) sans exception

En un mot, A tout ceux que j'aime et ceux qui m'aiment

Abdelhadi

Sommaire

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

Chapitre I: Présentation du site

I-1- Introduction.....	2
I -2- Situation géographique de la commune de Khemis El Khechna	2
I-2-1- Définition de l'aire d'étude.....	3
I-3- Topographie du site.....	4
I-4- Situation hydraulique.....	4
I-5- Situation climatologique.....	5
I-6- Situation géologique.....	5
I-7- La Sismicité.....	6
I-8- Conclusion	6

Chapitre II: Estimation des besoins

II-1- Introduction.....	7
II-2- Evaluation de la situation démographique.....	7
II-2-1- Estimation de la population.....	8
II-3- Détermination de la consommation moyenne journalière.....	9
II-4- Norme de consommation.....	10
II-5- Equipement existants.....	10
II-6- Evaluation des débits de la consommation en eau actuelle et future.....	11
II-6-1- Besoins domestiques.....	11

II-6-2- Besoins des équipements.....	12
II-6-3- Besoins totaux en eau.....	13
II-7- Majoration de la consommation moyenne journalière ($Q_{moy.maj.j}$).....	14
II-8- La consommation maximum journalière ($Q_{max.j}$).....	15
II-9- Variation de la consommation horaire.....	15
II-10- Disponibilités actuelles en termes de ressources en eau.....	16
II-11- Conclusion	17

Chapitre III : Réservoirs

III-1- Introduction	18
III-2- Rôle des réservoirs	18
III-3- Emplacements des réservoirs.....	18
III-4- Classification des réservoirs.....	18
III-4-1- Classification selon le matériau de construction.....	18
III-4-2- Classification selon la situation des lieux	19
III-4-3- Classification selon la forme géométrique (la forme de la cuve).....	19
III-4-4- Classification selon des considérations esthétiques.....	19
III-5- Choix du type de réservoir.....	19
III-6- Equipements des réservoirs.....	20
III-6-1- Conduite d'arrivée ou d'adduction.....	20
III-6-2- Conduite de départ ou de distribution.....	21
III-6-3- Conduite de trop-plein.....	21
III-6-4- Conduite de vidange.....	21
III-6-5- Conduite de by-pass.....	22
III-6-6- Système de matérialisation de la réserve d'incendie	22
III-6-7- Les joints d'étanchéité.....	23

III-7- Dimensionnement des réservoirs.....	23
III-7-1- Méthode analytique.....	23
III-7-2- Calcul du résidu P_{max}	23
III-7-3- Le volume total du réservoir.....	24
III-7-4- Calcul du diamètre.....	24
III-7-5- Calcul de la hauteur d'incendie.....	24
III-7-6- Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir).....	24
III-7-7- La station de reprise.....	24
III-8- Dimensionnement du réservoir et de la station de reprise.....	25
III-8-1- Dimensionnement de la bache de la station de reprise.....	25
III-8-2- Dimensionnement du réservoir.....	25
III-9- Conclusion	27

Chapitre IV: Adduction

IV-1- Introduction.....	28
IV -2- Choix du tracé.....	28
IV-3- Description du schéma d'adduction.....	28
IV-4- Choix du type de conduite.....	29
IV-5- Profil en long d'une adduction.....	29
IV-6- Etude technico-économique des conduites.....	29
IV-6-1- Calcul du diamètre économique.....	30
IV-6-1-1- Dimensionnement de la conduite.....	30
IV-6-1-2- Méthode de calcul.....	30
IV-6-2- Calcul de la vitesse.....	30
IV-6-3- Calcul des pertes de charge.....	30
IV-6-3- 1- Les pertes de charge linéaires (J_l).....	31
IV-6-3- 2- Les pertes de charge singulières J_s	32
IV-6-3- 3- Les pertes de charge totales (H_t).....	32

IV-7- Calcul hydraulique	33
IV-7-1- Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt).....	33
IV-7-2- Puissance absorbée par la pompe.....	33
IV-7-3- Energie consommée par la pompe.....	33
IV-7-4- Frais d'exploitation.....	33
IV-7-5- Frais d'amortissement.....	33
IV-7-6- Calcul du bilan.....	34
IV-8- Les équipements de l'adduction.....	34
IV-8-1- Les vannes de sectionnement.....	34
IV-8-1-1- Les robinets vannes à opercule.....	34
IV-8-1-2- Les vannes à papillons.....	35
IV-8-1-3- Vidanges.....	35
IV-8-1-4- Ventouse.....	35
IV-8-1-5- Les clapets anti-retour.....	36
IV-9- Dimensionnement des tronçons de l'adduction.....	36
IV-9-1- Tronçons des forages.....	36
IV-9-2- Tronçon G – F.....	37
IV-9-3- Tronçon F – E.....	37
IV-9-4- Tronçon E - D.....	37
IV-9-5- Tronçon D - C.....	37
IV-9-6- Tronçon C - B	38
IV-9-7- Tronçon B - A	38
IV-9-8- Tronçon A - SR.....	38
IV-9-9- Tronçon SR - R.....	34
IV-10- Conclusion.....	44

Chapitre V : Pompes et station de pompage

V-1- Introduction	45
V-2- Classification des pompes.....	45
V-2-1- Pompes volumétriques.....	45
V-2-2- Les turbos-pompes.....	45
V-3- Choix des pompes.....	46
V-4- Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges.....	46
V-4-1- Hauteur manométrique.....	46
V-4-2- La vitesse de rotation.....	46
V-4-2- La puissance.....	46
IV-4-2-1- La puissance absorbée par la pompe.....	46
IV-4-2-2- La puissance hydraulique ou la puissance utile.....	46
V-4-3- Le rendement.....	47
V-5- Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges.....	47
V-6- Le point de fonctionnement d'une pompe.....	47
V-6-1- Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe.....	48
V-6-1-1- Première variante : « modification du temps de pompage ».....	48
V-6-1-2- Deuxième variante «Vannage ou création des pertes de charge ».....	49
V-6-1-3- Troisième variante : « Rognage de la roue »	49
V-6-1-4- Quatrième variante : « Variation de la vitesse de rotation ».....	50
V-7- Couplage des pompes.....	50
V-7-1- Le couplage en série.....	50
V-7-2- Couplage en parallèle.....	50

V-8- Etude de la cavitation.....	51
V-9- Choix des pompes du projet.....	52
V-9-1- Station des forages.....	52
V-9-1-1- Forage F1.....	54
V-9-1-2- Forage F4.....	54
V-9-1-3- Forage F2.....	55
V-9-1-4- Forage F3.....	56
V-9-1-5- Forage F5.....	59
V-9-1-6- Forage F6.....	59
V-9-1-7- Forage F7.....	60
V-9-2- SR-R.....	61
V-10- Conclusion.....	63

Chapitre VI : Protection contre le coup de bélier

VI-1- Introduction	64
VI-2- Phénomène du coup de bélier	64
VI-2-1- Définition	64
VI-2-2- Causes du coup de bélier.....	64
VI-2-3- Moyens de protection contre le coup de bélier.....	64
VI-2-3-1- Les volants d'inertie.....	64
VI-2-3-2- Les soupapes de décharge.....	65
VI-2-3-3- Les ventouses.....	65
VI-2-3-4- Les réservoirs d'air.....	65
VI-2-3-5- Les cheminées d'équilibre.....	66

VI-3- Etude du coup de bélier.....	67
VI-3- 1- Calcul de la célérité d'onde.....	67
VI-3- 2- La valeur numérique du coup de bélier.....	68
VI-3-2-1- 1 ^{er} cas : Fermeture.....	68
VI-3-2-2- 2 ^{ème} cas : Fermeture lente.....	69
VI-4- Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons.....	69
VI-5- Conclusion.....	70

Chapitre VII : Distribution

VII-1- Introduction	71
VII-2- Classification des réseaux de distribution.....	71
VII-2-1- Les réseaux ramifiés.....	71
VII-2-2- Les réseaux maillés.....	71
VII-2-3- Le réseau mixte.....	71
VII-3- Choix du tracé.....	72
VII-4- Choix du type de matériaux.....	72
VII-5- Calcul hydraulique du réseau de distribution.....	72
VII-5-1- Détermination des débits.....	72
VII-5-1-1- Débit de pointe.....	72
VII-5-1-2- Débit spécifique.....	73
VII-5-1-3- Débit en route.....	73
VII-5-1-4- Débits aux nœuds.....	73
VII-6- Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds du chef lieu KEK.....	73
VII-7- Modélisation et simulation du réseau.....	76
VII-7-1- Formule de pertes de charge utilisées.....	76
VII-7-1-1 Pertes de charge linéaires.....	76
VII-7-1-2- Pertes de charge totales.....	77

VII-7-2- Résultats de la simulation du réseau avec EPANET.....	77
VII-8- Conclusion	83
Conclusion générale.....	84
Références bibliographiques.....	...
Annexes.....

Liste des figures

Figure (I-1) : Délimitation de la zone d'étude.....	3
Figure (II-1) : Histogramme de l'évolution de la population.....	9
Figure (II-2) : Bilan ressources-besoins pour divers horizons.....	17
Figure (III-1) : Coupe transversale d'un réservoir de stockage de type semi-enterré.....	19
Figure (III-2) : Conduite d'adduction.....	20
Figure (III-3) : Conduite de distribution.....	21
Figure (III-4) : Conduite de vidange et trop plein.....	21
Figure (III-5) : Conduite de by-pass.....	22
Figure (III-6) : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	22
Figure (IV-1) : Schéma vertical du système d'adduction étudié.....	28
Figure (IV-2) : Les pertes de charge linéaires et singulières.....	31
Figure (IV-3) : Vanne à opercule.....	34
Figure (IV-4) : vanne à papillon.....	35
Figure (IV-5) : Ventouse.....	35
Figure (IV-6) : Clapet anti-retour.....	36
Figure (V-1) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.....	47
Figure (V-2) : Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge.....	48
Figure (V-3) : Couplage en série d'une pompe centrifuge.....	50
Figure (V-4) : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge.....	50
Figure (V-5) : Cas d'aspiration en charge.....	51
Figure (V-6) : Cas d'aspiration en dépression.....	52
Figure (V-7) : Le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge.....	52
Figure (V-8) : Couplage des pompes des forages avec le réseau.....	53
Figure (V-9) : Les courbes caractéristiques de la pompe F1.....	54
Figure (V-10) : Les courbes caractéristiques de la pompe F4.....	55
Figure (V-11) : Les courbes caractéristiques de la pompe F2.....	56
Figure (V-12) : Les courbes caractéristiques de la pompe F3.....	56
Figure (V-13) : Les courbes caractéristiques de la pompe F5.....	57
Figure (V-14) : La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe F5.....	58
Figure (V-15) : Les courbes caractéristiques de la pompe F6.....	59
Figure (V-16) : Les courbes caractéristiques de la pompe F7.....	60
Figure (V-17) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR.....	61
Figure (V-18) : La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe SR.....	62
Figure (VI-1) : Le principe de fonctionnement d'un réservoir d'air au cours des phases de surpression et de dépression.....	66
Figure (VI-2) : Le schéma d'une cheminée d'équilibre.....	67
Figure (VII-1) : Représentation schématique d'un réseau d'alimentation en eau potable.....	71
Figure (VII-2) : Schéma d'ossature du réseau de distribution.....	73
Figure (VII-3) : Etats des nœuds après simulation.....	83
Figure (VII-4) : Etats des arcs après simulation.....	83

Liste des tableaux

Tableau (I-1) : Ressource en eau actuelle de Khemis El Khechna.....	4
Tableau (I-2) : Infrastructures d'AEP existantes.....	5
Tableau (II-1) : Nombre d'habitants par localité en 2008.....	7
Tableau (II-2) : Evolution de la population de la commune KEK pour différents horizons.....	8
Tableau (II-3) : Evolution de la population de la zone d'étude pour différents horizons.....	9
Tableau (II-4) : Norme de consommation domestique.....	10
Tableau (II-5) : Equipements existants de la zone d'étude KEK.....	10
Tableau (II-6) : Besoins en eau domestique de l'aire d'étude KEK.....	12
Tableau (II-7) : Besoins des équipements de l'aire d'étude KEK.....	12
Tableau (II-8) : Récapitulatif des besoins moyens journaliers.....	14
Tableau (II-9) : Evaluation du débit majoré journalier pour divers horizons.....	14
Tableau (II-10) : Récapitulatif des besoins maximaux journaliers pour divers horizons.....	15
Tableau (II-11) : Variation des valeurs de β_{max}	16
Tableau (II-12) : Valeurs de $K_{max,h}$ pour différent horizons.....	16
Tableau (II-13) : Variation de la consommation horaire pour différents horizons.....	16
Tableau (II-14) : Bilan ressources-besoins pour divers.....	17
Tableau (III-1) : Détermination de la capacité de la station de reprise.....	25
Tableau (III-2) : Détermination de la capacité du réservoir.....	26
Tableau (IV-1) : Les débits et niveaux dynamiques des forages.....	36
Tableau (IV-2) : Calcul des diamètres et pertes de charges.....	37
Tableau (IV-3) : Calcul de la Hmt1.....	38
Tableau (IV-4) : vanne à papillon Calcul des frais d'exploitation « F1 ».....	39
Tableau (IV-5) : Calcul de la Hmt2.....	39
Tableau (IV-6) : Calcul des frais d'exploitation « F4 ».....	39
Tableau (IV-7) : Calcul de la Hmt3.....	40
Tableau (IV-8) : Calcul des frais d'exploitation « F2 ».....	40
Tableau (IV-9) : Calcul de la Hmt4.....	40
Tableau (IV-10) : Calcul des frais d'exploitation « F3 ».....	40
Tableau (IV-11) : Calcul de la Hmt5.....	41
Tableau (IV-12) : Calcul des frais d'exploitation « F5 ».....	41
Tableau (IV-13) : Calcul de la Hmt6.....	41
Tableau (IV-14) : Calcul des frais d'exploitation « F6 ».....	41
Tableau (IV-15) : Calcul de la Hmt7.....	42
Tableau (IV-16) : Calcul des frais d'exploitation « F7 ».....	42
Tableau (IV-17) : Calcul des frais d'amortissement.....	42
Tableau (IV-18) : Calcul du bilan.....	42
Tableau (IV-19) : Calcul de la Hmt SR-R.....	43
Tableau (IV-20) : Calcul des frais d'exploitation « SR-R ».....	43
Tableau (IV-21) : Calcul des frais d'amortissement.....	44
Tableau (IV-22) : Calcul du bilan.....	44

Tableau (V-1) : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.....	51
Tableau (V-2) : Les points de la courbe caractéristique.....	58
Tableau (V-3) : Les points de la courbe caractéristique.....	62
Tableau (VI-1) : Le coefficient K_c des différents matériaux.....	68
Tableau (VI-2) : Le calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons.....	69
Tableau (VII-1) : Nombre Débits aux nœuds du chef lieu KEK.....	74
Tableau (VII-2) : Détermination des diamètres du réseau du chef lieu KEK.....	78
Tableau (VII-3) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds.....	80

Liste des symboles

- A** : Amortissement annuel
- a** : Célérité de l'onde en (m/s)
- B** : Valeur du coup de bélier en (m)
- B_e** : Besoin en eau en (m³/j)
- B_L** : Bilan (DA)
- Ca** : La cote de plan d'aspiration en (m)
- C_p** : Cote de l'axe de la pompe en (m)
- C_R** : Cote de radier en (m)
- C_{TP}** : Cote de trop plein en (m)
- D** : Diamètre de la conduite (m)
- D_{BONNIN}** : Diamètre de Bonnin en (mm)
- D_{BRESSE}** : Diamètre de Bresse en (mm)
- D_{ext}** : Diamètre extérieur de la conduite (mm)
- D_{int}** : Diamètre intérieur de la conduite (mm)
- D_{max}** : Diamètre maximal de la conduite en (m)
- D_{min}** : Diamètre minimal de la conduite en (m)
- D_r** : Diamètre du réservoir (m)
- D_t** : Dotation de consommation en (l/j.hab)
- D₁** : Diamètre de la roue avant rognage en (mm)
- D₂** : Diamètre de la roue après rognage en (mm)
- D'** : La dotation du nettoyage en (l/j/m²)
- DN** : Diamètre nominal (mm)
- E** : Energie consommée par la pompe en (kwh)
- e** : Epaisseur de la conduite en (mm)
- F_{am}** : Frais d'amortissement (DA)
- F_{exp}** : Frais d'exploitation (DA)
- g** : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²)

H : Hauteur utile optimale d'eau (m)

H_a : Hauteur d'aspiration en (m)

H_c : La hauteur manométrique totale en (m)

H_d : Hauteur de dépression en (m)

H_g : La hauteur géométrique en (m)

H_{inc} : La hauteur d'incendie (m)

H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m)

H_s : La hauteur de surpression en (m)

H_t : Pertes de charge totale en (m)

H₀ : Pression absolue de la conduite

H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale

h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m)

h_v : Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température

i : Taux d'annuité =8%

J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m)

J_l : Perte de charge linéaire en (m/m)

J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m)

J_s : Pertes charge singulière en (m)

K : Rugosité absolue (mm)

K_c : Coefficient dépendant de la nature de la conduit

K_{max,h} : Coefficient de consommation maximale horaire

K_{max,j} : Coefficient de variation journalière maximale

L : Longueur de la conduite en (m)

L_i : Longueur du tronçon concerné en (m)

m : Coefficient de rognage

N : Vitesse de rotation en (tr/min)

N_d : Nombre d'occupants de l'équipement

N_i : Nombre d'habitants

NPSH_d : Charge nette d'aspiration disponible en (m)

- NPSH_r** : Charge nette d'aspiration requise en (m)
- n** : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement
- ni** : Nombre d'années séparant l'année 2008 et l'horizon projeté
- P** : Pourcentage horaire en (%)
- Pa** : Puissance absorbée par la pompe en (KW)
- Pe** : Le prix d'un KWh ($P_e = 4,75 \text{ DA/KWh}$)
- P_n** : Nombre d'habitants dans n années
- P_{max}** : Résidu maximum journalier (%)
- Pu** : Prix unitaire de la conduite (DA/ml)
- P₀** : La population de l'année de référence
- P_(%)** : Le résidu maximal journalier (m^3/j)
- PEHD** : Polyéthylène haute densité
- Q** : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s)
- Q_{ci}** : Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud (i) en (l/s)
- Q_{fuites}** : Le débit des fuites en (m^3/j).
- Q_{maj,j}** : Débit moyen journalier majoré en (m^3/j)
- Q_{max,j}** : Consommation maximale journalière (m^3/j)
- Q_{max,h}** : La consommation maximale horaire (m^3/h)
- Q_{moy,h}** : Débit moyen horaire en (m^3/j)
- Q_{m j}** : Débit moyen journalier (m^3/j)
- Q_n** : Débit nodal de nœud concerné (l/s)
- Q_p** : Débit de pointe (l/s)
- Q_r** : Débit en route (l/s)
- Q_{ri}** : Débit concentré au nœud (i) en (l/s)
- Q_s** : Débit spécifique (l/s/ml)
- Q₂** : Le débit au point de fonctionnement après changement de temps de pompage (m^3/s)
- q** : Dotation moyenne journalière (l/j/hab)
- R** : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduit
- Re** : Nombre de Reynolds

- R^+_{\max} : Résidu maximum positif en (%)
- R^-_{\max} : Résidu maximum négatif en (%)
- r : Pourcentage de rognage en (%)
- S : Surface du planché de l'équipement en (m^2)
- S_r : Section du réservoir en (m^2)
- SR** : Station de reprise
- T : Température en degré ($^{\circ}C$)
- T_2 : Le nouveau temps de pompage (h)
- T_p : Nombre d'heure de pompage (20h)
- t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge en (h)
- t_a : Taux d'accroissement de la population (%)
- V : Vitesse d'écoulement en (m/s)
- V_{inc} : Volume de la réserve d'incendie (m^3)
- V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3)
- V_r : Volume de régularisation du réservoir (m^3)
- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3)
- V_u : Le volume utile à la consommation (m^3)
- V_{tr} : Volume total du réservoir (m^3)
- V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial en (m/s)
- α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort
- β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
- λ : Coefficient de perte de charge linéaire
- ν : Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s)
- η : Rendement de la pompe en (%)
- ϖ : Pression en mètre colonne d'eau (m.c.e) au point d'aspiration

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est un élément essentiel à toute forme de vie dite "l'or bleu", elle a toujours influencé la vie de l'homme dans ses activités, et son installation dépend de la disponibilité et facilité d'accessibilité de l'eau, telle que la civilisation des pharaons au bord du Nil.

Face au défis du XXI siècle et au problème de pollution lié à l'environnement l'homme peine à retrouver une eau de bon qualité et en quantité abondante, et la croissance démographique qui ne cesse d'augmenter ne fait que accentuer cette pénurie.

L'Algérie, en tant que pays déficitaires, le problème de l'eau se pose de manière assez élevée, et tout cela à cause des caractéristiques climatiques, fluctuants entre les années les plus sèches et semi-arides, c'est pourquoi elle s'est engagée dans le développement du secteur hydraulique et elle s'est également lancée dans la valorisation des eaux non conventionnelles depuis quelques années.

L'objet de notre étude consiste de faire une étude approfondie du système d'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune Khemis El Khechna, wilaya de (Boumerdes) pour améliorer l'approvisionnement en eau potable de la ville qualitativement et quantitativement.

Ce mémoire de fin d'études se compose de sept chapitres, tous d'une importance majeure, qu'on essayera de développer au maximum, ils sont répartis comme suit :

- Nous débuterons notre travail par une présentation globale du site en se basant sur la situation actuelle de l'alimentation en eau potable de la commune qui est l'objet du premier chapitre.
- Ensuite nous passerons au deuxième chapitre qui constitue une estimation des besoins en eau potable de la commune.
- Le troisième chapitre sera consacré aux calculs des volumes des ouvrages de stockage projetés pour le chef lieu de la commune de KEK
- Tandis qu'au quatrième chapitre, on passera à l'étude technico-économique de dimensionnement des différents tronçons de la chaîne d'adduction, d'où on déterminera les diamètres les plus économiques.
- Par la suite, le cinquième chapitre portera sur le choix des pompes adéquates aux installations à partir du catalogue.
- En ce qui concerne le sixième chapitre nous allons étudier le phénomène de coup de bélier et proposer des moyens de protection si-nécessaire afin de minimiser tous risques d'endommagement et de perturbation du réseau.
- Dans le dernier chapitre nous dimensionnerons le réseau de distribution du chef lieu de la commune de KEK, et on aura à modéliser le système de distribution d'eau à l'aide du logiciel EPANET.
- Finalement, on terminera avec une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation du site

I- Présentation du site

I-1- Introduction

Pour l'élaboration d'un projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques de la zone d'étude, qui nous permettront de mener à bien notre travail lors de la réalisation des travaux.

I-2- Situation géographique de la commune de Khemis El Khechna :

Appelée Mitidja orientale, la commune de Khemis El Khechna, constituant le chef-lieu de la Daïra est une des composantes de l'espace de la Wilaya de Boumerdes. Elle est située à 23 Km, au Sud-ouest du chef-lieu de Wilaya.

Pour une superficie de **81.92 Km²**, la commune de Khemis El-Khechna, compte **75141** habitants au dernier recensement de 2008, avec un taux d'accroissement de l'ordre de **2.37 %**, qui est relativement élevé et une densité moyenne de **934** habitants/Km². Avec comme agglomérations secondaires :

- Chebacheb ;
- Ouled Laarbi ;
- VSA 17 Juin ;
- Ouled Ghalia.

Le territoire communal de Khemis El Khechna est composé de quatre (04) zones distinctes :

- Zone urbaine représentée par le Chef lieu communal de Khemis El Khechna ;
- Zone semi urbaine représentée par les agglomérations secondaires de Ouled El Arbi, Ouled Ghalia, V.S.A (village socialiste agraire) 17 Juin et Chebacheb ;
- Zone rurale ou zone éparse : composée de 45 hameaux et de 11 lieux dits, qui sont répartis sur l'ensemble du territoire communal ;
- Zone naturelle : la couverture végétale.

Administrativement, la commune de Khemis El Khechna est limitée par :

- **Au Nord** : Les communes de Rouiba (Wilaya d'Alger) et Ouled Hedadj (Wilaya de Boumerdes) ;
- **Au Sud** : Les communes de Sohane (Wilaya de Blida) et de Boukhrane, (Wilaya de Bouira) ;
- **A l'Est** : Les communes de Larbaatache et Ouled Moussa (Wilaya de Boumerdes) ;
- **A l'Ouest** : Les communes de Meftah, Djebabra (Wilaya de Blida) et Hammadi, (Wilaya de Boumerdes).

La carte de délimitation administrative de la commune de Khemis El-Khechna est illustrée dans la figure (I-1) suivante [1] :

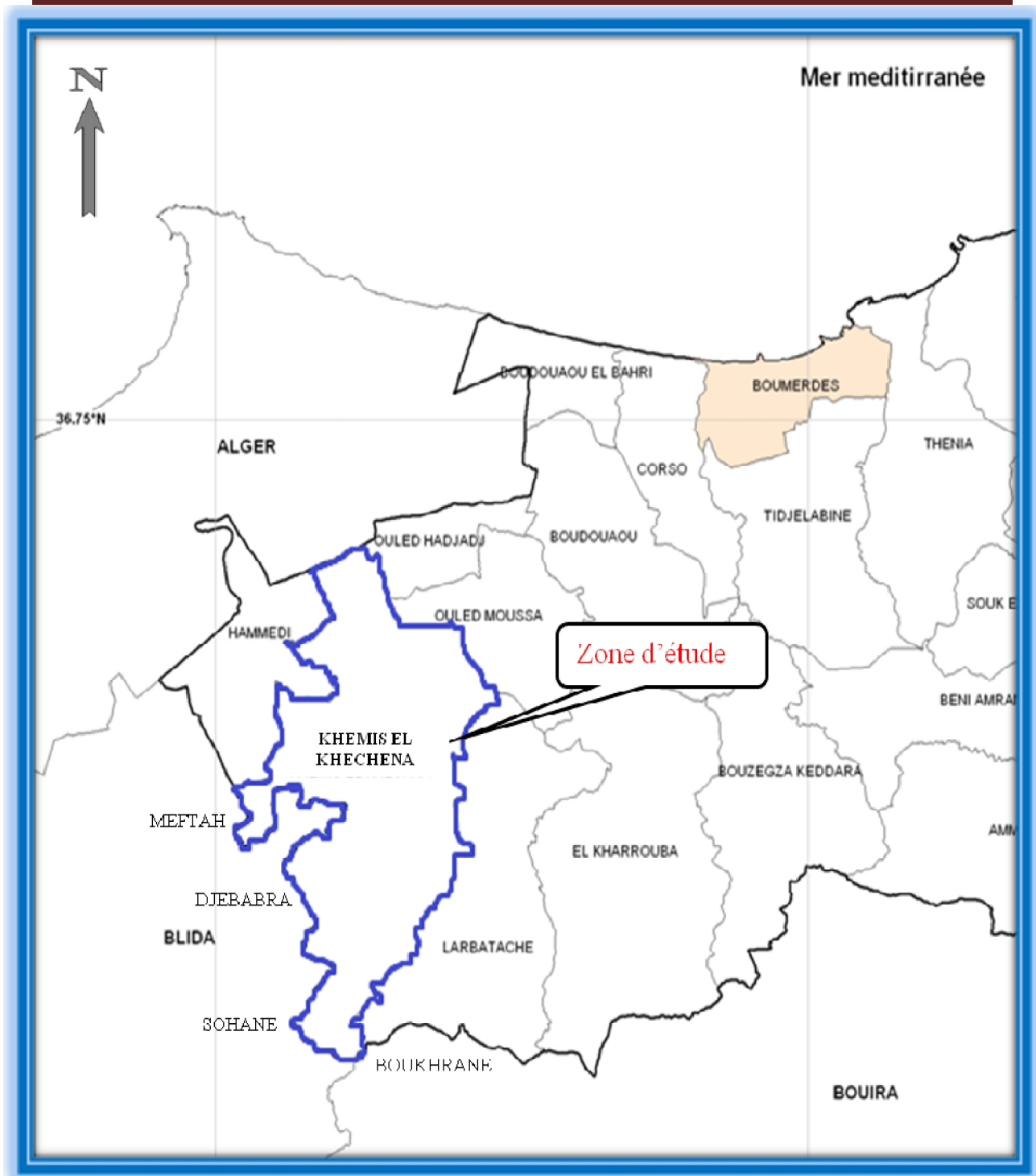


Figure (I-1) : Délimitation de la zone d'étude

I-2-1- Définition de l'aire d'étude

L'aire d'étude est définie comme étant la zone incluse à l'intérieur du plan directeur d'aménagement et d'urbanisme de la ville de khemis El-Khechna. Cette aire abrite **16.214** habitants en **2008** et dispose **2726** logements.

La superficie totale de l'aire d'étude est aux alentours de **7.38 Km²**, soit **738 Ha** [1].

I-3- Topographie du site

La commune de Khemis el Khechna se divise du point de vue géomorphologique en deux grands ensembles [1]:

- le premier ensemble est constitué par la plaine orientale de la Mitidja ;
- le deuxième ensemble par une zone montagneuse (amorce de l'atlas Blidéen).

La zone d'étude est formée par une partie de la Mitidja orientale. Cette dernière représente 1/10 de la superficie totale communale.

La pente est très faible. Traversé par l'affleurement de l'oued El Hamiz du Nord-Ouest au Sud-est, l'altitude varie entre **40** et **100** mètres par rapport au niveau de la mer.

De même elle est formée par une partie montagneuse. Cette dernière est subdivisée en deux sous ensembles qui sont:

- la zone de piémont : qui prend sa genèse au sud de la RN29, l'altitude y varie entre 82 et 200 mètres ;
- la zone montagneuse : Ces altitudes varient entre 260 et 600 mètre.

I-4- Situation hydraulique

La nappe de la Mitidja s'étend de Boudouaou jusqu'à Hadjout (Tipaza), elle est exploitée pour les populations des wilayas de Boumerdes, d'Alger et de Tipaza et ce, pour les besoins de l'A.E.P, l'irrigation et de l'industrie.

La commune de Khemis El Khechna est située dans le bassin d'alimentation du champ de captage de la nappe de Mitidja.

La ressource principale de la commune est constituée de plusieurs forages implantés dans l'agglomération de Chebacheb, constituée par dix (10) forages, dont trois (03), sont à l'arrêt, suite à la diminution de leurs débits d'exploitation.

Les paramètres relatifs au secteur des ressources en eau de la commune en étude sont illustrés dans le tableau (I-1) et le tableau (I-2), ci-dessous [1] :

Tableau (I-1) : Ressource en eau actuelle de Khemis El Khechna

Nappes	Potentialités ($10^6.M^3$)	Prélèvements ($10^6.M^3/An$) pour l'AEP
Mitidja Est	35.74	5.382

Tableau (I-2) : Infrastructures d'AEP existantes

Commune	Forages	
	Nombre	Débit (l/s)
Khemis El-Khechna	7	132

I-5- Situation climatologique

Du point de vue pluviométrique, la zone d'étude est caractérisée par un régime pluviométrique très aléatoire et irrégulier, la répartition des précipitations est irrégulière et inégale dans le temps et dans l'espace.

La pluie moyenne inter annuelle, observée dans la région d'étude est de l'ordre de **670 mm**, répartie sur deux saisons hydrologiques bien distinctes :

- Une saison pluvieuse et humide, regroupant neuf mois, de Septembre à Mai. Au cours de cette période de l'année, la moyenne des pluies enregistrées est de l'ordre de 648 mm, soit 96% de pluie moyenne inter annuelle.

La pluie journalière maximale (P.j.max), enregistrée est de **115,2 mm**.

- Une saison sèche, qui débute au mois de Juin et s'achève à la fin du mois d'Août, dont la moyenne des pluies enregistrées ne représente que **04%** de la pluie moyenne inter annuelle.

Le bimestre Juillet- Août, représente la période la plus sèche de l'année, durant laquelle, la région d'étude ne reçoit qu'une moyenne de **16 mm**, soit **03%** de la somme annuelle.

Du point de vue climatique, la région en étude est influencée par, la frange littorale et bénéficiant ainsi, de l'effet adoucissant de la mer méditerranéenne [2].

I-6- Situation géologique

La zone d'étude est située dans la partie centrale de l'Algérie septentrionale, elle englobe une partie de la Mitidja ainsi que des montagnes appartenant à l'atlas Blidéen.

La géologie de la région dans son contexte lithologique et stratigraphique, montre les terrains suivants [2] :

- **Dépôt alluvions**: cette roche sédimentaire est localisée dans la plaine de Khemis El-Khechna, l'aptitude à l'urbanisation nécessite des conditions de réalisation simples ;
- **La roche schisteuse**: cette roche est localisée dans la partie haute piémont et dans toute la zone montagneuse, cette roche a une résistance très faible, ce qui nécessite une urbanisation très prudente ;

- **Les roches calcaires:** cette roche a une résistance forte, elle est localisée au Sud-Ouest de l'agglomération chef-lieu de Khemis El-Khechna.

I-7- La Sismicité

Le phénomène de sismicité est déclenché généralement par le mouvement des failles, le degré des dégâts causés dépend du temps que les ondes de cisaillement mettent pour se propager dans les sols et des caractéristiques de ces derniers.

Le règlement parasismique Algérien élaboré en 1999 (R.P.A), classe la zone d'Alger dans la zone II, qualifiée de moyenne sismicité [2].

I-8- Conclusion

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région d'étude de point de vue géographique, topographique, hydraulique géologique, climatologique et sismique. Ces données nous serviront de base pour l'élaboration du projet de l'alimentation en eau potable de la commune de Khemis El Khechna.

Chapitre II :

Estimation des besoins

II- Estimation des besoins

II-1- Introduction

La consommation d'eau varie en fonction des types de consommateurs, pour cela, avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommations unitaires.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs par exemple l'évolution de la population, ce qui nous entraine de calculer dans ce chapitre, pour un horizon d'étude à long terme de 2042.

II-2- Evaluation de la situation démographique

La population totale de la commune de Khemis El Khechna est de **75141** habitants, la commune comptait **9549** ménages avec une moyenne de **7.86** personnes par ménage, quand à l'aire d'étude elle abrite **16.214** habitants, d'après le dernier recensement (RGPH 2008) [2], et le nombre d'habitants par localité est résumé dans le tableau (II-1) ci- après :

Tableau (II-1) : Nombre d'habitants par localité en 2008

Localités	Nombre de personnes	Nombre de ménages	moyenne de personnes/ménage
A.C.L	46465	5604	8.29
A.S Chebacheb	5283	734	7.19
A.S Ouled Laarbi	4673	615	7.59
A.S V.S.A 17 Juin	2166	296	7.31
A.S Oulede el Ghalia	2359	343	6.87
A.S Kaouchache	2110	302	6.98
A.S Ouled Salem	918	142	6.46
A.S Sidi Salem	865	139	6.22
Total A.S	18374	2571	7.14
Zone éparsé	10302	1374	7.49
Total communal	75141	9549	7.87

II-2-1- Estimation de la population

Pour la détermination du nombre d'habitants à différents horizons, il a été procédé à l'application de la relation des accroissements géométriques, qui s'écrit comme suit :

$$P_n = P_0 \times (1 + t_a)^n \quad (\text{II-1})$$

Avec :

- P_n : La population future à l'horizon considéré ;
- P_0 : La population de l'année de référence ;
- t_a : Le taux d'accroissement annuel de la population qui est de **2,37%** ;
- n : Le nombre d'années séparant l'année de référence et celle de l'horizon considéré.

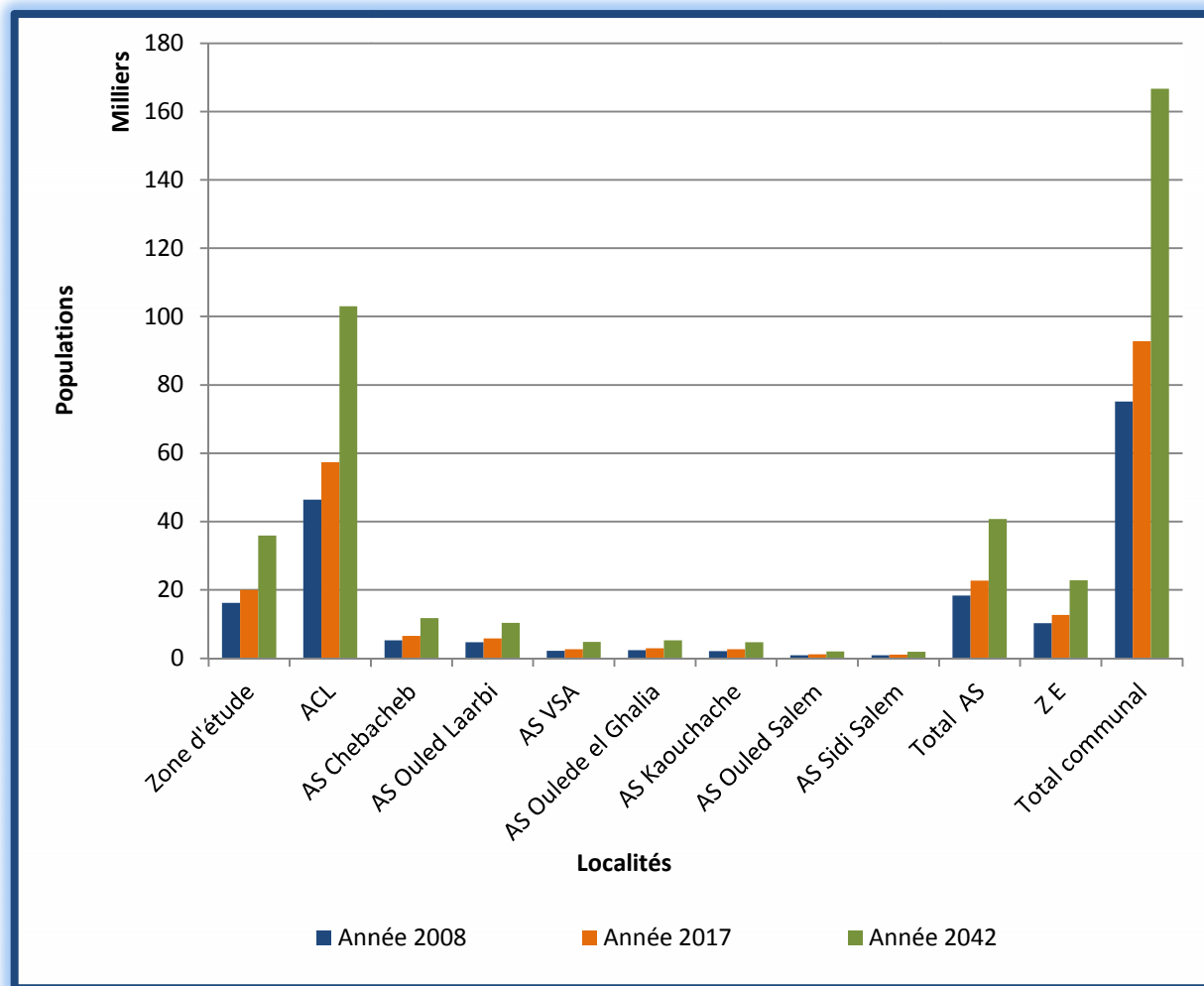
Sur la base de la loi précédente, les différentes populations sont données dans les tableaux (II-2), (II-3) et la figure (II-1) ci-dessous :

Tableau (II-2) : Evolution de la population de la commune KEK pour différents horizons

Localité	Nombre d'habitants 2008	Nombre d'habitants 2017	Nombre d'habitants 2042
A.C.L	46465	57369	103038
A.S Chebacheb	5283	6523	11715
A.S Ouled Laarbi	4673	5770	10363
A.S V.S.A 17 Juin	2166	2674	4803
A.S Ouled el Ghalia	2359	2913	5231
A.S Kaouchache	2110	2605	4679
A.S Ouled Salem	918	1133	2036
A.S Sidi Salem	865	1068	1918
Total A.S	18374	22686	40745
Zone éparsé	10302	12720	22845
Total communal	75141	92775	166628

Tableau (II-3) : Evolution de la population de la zone d'étude pour différents horizons

Localité	Taux d'accroissement (%)	Nombre d'habitants 2008	Nombre d'habitants 2017	Nombre d'habitants 2042
Chef Lieu KEK (zone d'étude)	2.37	16214	20019	35955

**Figure (II-1) : Histogramme de l'évolution de la population**

II-3- Détermination de la consommation moyenne journalière

On détermine la consommation moyenne journalière en tenant compte des différents paramètres qui entrent en jeu, comme :

- Les besoins domestiques ;
- Les besoins sanitaires ;
- Les besoins administratifs ;
- Les besoins scolaires ;
- Les besoins pour l'arrosage,... etc.

On la détermine à partir de la formule suivante :

$$Q_{m \ j} = \sum \frac{q \times N_i}{1000} \text{ m}^3/\text{j} \quad (\text{II-2})$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière de consommateur en (m^3/j) ;
- q : Dotation moyenne journalière ($\text{l}/\text{j}/\text{hab}$) ;
- N_i : Nombre d'habitants.

II-4- Norme de consommation

La population, les ressources disponibles et les normes d'hygiène détermine la consommation à adopter. Elle se caractérise par une unité de consommation par jour par habitant, elle est représentée dans le tableau (II-4) suivant :

Tableau (II-4) : Norme de consommation domestique

Nombre d'habitant	Norme de consommation (l/hab/j)
De 5 000 à 20 000	150 à 200
de 20000 à 100000	200 à 300
supérieur à 100000	300 à 400

La zone d'étude est de type urbain et par conséquent, la norme de dotation unitaire journalière se situe aux alentours de 200 l/j/hab pour les différents horizons (court, moyen, long terme).

II-5- Equipement existants

Les équipements existants sont représentés dans le tableau (II-5) suivants :

Tableau (II-5) : Equipements existants de la zone d'étude KEK

Type d'équipement	Equipements	Effectif	unité
Education	établissements de l'E.F (1 ^{er} et 2 ^{em} cycle) (27)	5980	élèves
	Etablissement 3em Cycle (9)	6086	
Formation Professionnelle	C.F.P.A Djebari Lounes	400	élèves
	C.F.P.A.de KEK	100	

Tableau (II-5) : Equipements existants de la zone d'étude KEK (suite et fin)

Type d'équipement	Equipements	Effectif	unité
Sanitaires	Établissement de proximité de la santé public (EPSP)	65	lits
	Polyclinique	69	fonctionnaires
	Salles de Soins (5)		
	Maternité Laboratoires d'analyse (2)	20	lits
Administratifs	Protection civile	600	m ²
	police	200	
	Daïra	180	
Commerciaux	Marché couvert	400	m ²
	Station de service	250	
	Centre commercial	300	
Jeunesse et Sports	Stades	10000	m ²
	Salles O.M.S		
	Terrains combinés		
	Aires de jeux		
Socioculturels	Mosquée (2)	4300	fidèles
	Cinéma	250	sièges
	Maison de jeune	300	usagers

II-6- Evaluation des débits de la consommation en eau actuelle et future

II-6-1- Besoins domestiques

Ils sont estimés sur la base d'une dotation de 200 l/j/hab retenues dans le cadre du P.D.A.U de la commune de Khemis El Khechna.

Les besoins en eau qui expriment la consommation moyenne journalière à usage domestique, sont portés dans les tableaux (II-6) ci-après :

Tableau (II-6) : Besoins en eau domestique de l'aire d'étude KEK

Année	Population	Dotation (l/j/hab)	Q _{moy.J} (m ³ /j)
2017	20020	200	4004
2025	24145	200	4829
2042	35955	200	7191

II-6-2- Besoins des équipements

Les besoins en eau des différents équipements sont estimés soit par nombre d'occupation soit par surface du planché.

$$B_e = N_d \times D_t \quad (II-3)$$

Tel que :

- B_e : Besoin en eau (m³/j);
- N_d : Nombre d'occupants de l'équipement ;
- D_t : La dotation de la consommation en (l/j/occupant).

$$B_e = S \times D' \quad (II-4)$$

Avec:

- S : Surface du planché de l'équipement ;
- D' : La dotation du nettoyage en (l/j/m²).

Les besoins en eaux des équipements existants sont représentés dans le tableau (II-7) suivant :

Tableau (II-7) : Besoins des équipements de l'aire d'étude KEK

Type d'équipement	Equipements	Effectif	Dotation (l/j/occup)	Besoins en eau (m ³ /j)
Education	établissements de l'E.F (1 ^{er} et 2 ^{em} cycle) (27)	5980 élèves	15 l/j/ élève	89,7
	Etablissement 3em Cycle (9)	6086 élèves	15 l/j/ élève	91,3
Formation Professionnelle	C.F.P.A Djebari Lounes	400 élèves	10 l/j/ élève	4,0
	C.F.P.A.de KEK	100 élèves	10 l/j/ élève	1,0
Sanitaires	Établissement de proximité de la santé public (EPSP)	65 lits	50 l/j/patient	3,3

Tableau (II-7) : Besoins des équipements de l'aire d'étude KEK (suite et fin)

Type d'équipement	Equipements	Effectif	Dotation (l/j/occup)	Besoins en eau (m ³ /j)
Sanitaires	Polyclinique	69 employés + 20 lits	50 l/j/patient	4.5
	Salles de Soins (5)			
	Maternité			
	Laboratoires d'analyse (2)			
Administratifs	Protection civile	600 m ²	10 l/j/m ²	6
	police	200 m ²	10 l/j/m ²	2
	Daïra	180 m ²	10 l/j/m ²	1,8
Commerciaux	Marché couvert	400 m ²	10 l/j/m ²	4
	Station de service	250 m ²	10 l/j/m ²	2.5
	Centre commercial	300 m ²	10 l/j/m ²	3
Jeunesse et Sports	Stades	10000 m ²	10 l/j/m ²	100
	Salles O.M.S			
	Terrains combinés			
	Aires de jeux			
Socioculturels	Mosquée (2)	4300 fidèles	15 l/j/fidèle	64,5
	Cinéma	250 sièges	10 l/j/usager	2,5
	Maison de jeune	300 usagers	10 l/j/usager	3
			Total	383,1

II-6-3- Les besoins totaux en eau

En récapitulation, les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont représentées dans le tableau (II-8) ci-dessous:

Tableau (II-8) : Récapitulatif des besoins moyens journaliers

Année	Population	dotation	Besoins domestiques	Besoins d'équipements	Q _{moy.J} Total
	Hab	l/j/hab	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j
2017	20020	200	4004	383,1	4387,1
2025	24145		4829	462,1	5291,1
2042	35955		7191	688,2	7879,2

II-7- Majoration de la consommation moyenne journalière (Q_{moy.maj.j})

Pour compenser les fuites au niveau du réseau de distribution qui sont généralement dues :

- Soit aux fuites dans le système de l'adduction et de distribution qui sont en fonction sont en fonction du type de conduite, le vieillissement de réseau, la nature du terrain et la qualité d'entretien;
- Soit aux fuites chez les consommateurs (robinets)
- Soit à la consommation non quantifiée (illégale).

On effectue une majoration de **20%** tel que :

$$Q_{maj,j} = Q_{moy,j} + Q_{fuites} \quad (II-5)$$

$$Q_{fuites} = Q_{moy,j} \times (20 / 100) \quad (II-6)$$

$$Q_{maj,j} = 1,2 \times Q_{moy,j} \quad (II-7)$$

Avec :

- Q_{maj.j} : Le débit majoré journalier en (m³/j) ;
- Q_{moy.j} : Le débit moyen journalier en (m³/j) ;
- Q_{fuites} : Le débit des fuites en (m³/j).

Le débit majoré journalier pour divers horizons est indiqué dans le tableau (II-9) suivant :

Tableau (II-9) : Evaluation du débit majoré journalier pour divers horizons

Année	Besoins domestiques	Besoins d'équipements	Q _{moy.J} Total	Débit des fuites	Le débit majoré journalier
	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j	m ³ /j
2017	4004	383,1	4387,1	877,42	5264,52
2025	4829	462,1	5291,1	1058,22	6349,32
2042	7191	688,2	7879,2	1575,84	9455,04

II-8- La consommation maximum journalière ($Q_{\max,j}$)

La consommation d'eau quotidienne n'est pas constante, pour tenir compte de cette variation il existe un coefficient dit coefficient d'irrégularité journalière $K_{\max,j}$ déterminé le rapport :

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{maj},j} \quad (\text{II-8})$$

Donc le débit maximal journalier est donné par la relation usuelle ci-après :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{maj},j} \quad (\text{II-9})$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$: Le débit maximal du jour le plus chargé de l'année (m^3/j) ;
- $Q_{\text{maj},j}$: Le débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- $K_{\max,j}$: Le coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de la ville, sa valeur varie de 1,1 ÷ 1,3.

Pour le cas de notre étude, nous avons pris $K_{\max,j} = 1,2$.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau (II-10) ci-dessous :

Tableau (II-10) : Récapitulatif des besoins maximaux journaliers pour divers horizons

Année	$Q_{\text{moy},J}$ Total	$Q_{\text{maj},J}$	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$	$Q_{\max,j}$
	m^3/j	m^3/j	/	m^3/j	l/s
2017	4387,1	5264,52	1,2	6317,42	73,12
2025	5291,1	6349,32	1,2	7619,18	88,19
2042	7879,2	9455,04	1,2	11346,05	131,32

II-9- Variation de la consommation horaire

Le débit horaire varie suivant les heures de la journée, ces variations sont caractérisées par les coefficients $k_{\max,h}$ et $k_{\min,h}$ dit respectivement coefficient de consommation maximale horaire et coefficient de consommation minimale horaire.

$$K_{\max,h} = (Q_{\max,h}) / (Q_{\text{moy},h}) \quad (\text{II-10})$$

La consommation moyenne horaire est comme suit :

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

D'ou :

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

Avec :

- $Q_{\max,h}$: La consommation maximale horaire (m^3/h) ;
- $K_{\max,h}$: Le coefficient d'irrégularité maximale horaire ;
- $Q_{\text{moy},h}$: La consommation moyenne horaire (m^3/h).

Le coefficient de variations horaire $K_{\max,h}$ est défini comme suit :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (\text{II-13})$$

Avec :

- α_{\max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, entre 1,2 ÷ 1,4, dans notre cas, on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.
- β_{\max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.

La variation des valeurs de β_{\max} sont représentées dans le tableau (II-11) ci-après :

Tableau (II-11) : Variation des valeurs de β_{\max}

Population $\times 10^3$	< 1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100
Les valeurs de β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Les valeurs de $K_{\max.h}$ et les résultats de la variation de la consommation horaire pour différents horizons sont présentées dans les tableaux (II-12) et (II-13) suivants :

Tableau (II-12) : Valeurs de $K_{\max.h}$ pour différent horizons

Année	Population	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max.h}$	$K_{\max.h}$
2017	20020	1,3	1,20	1,56	1,56
2025	24145	1,3	1,18	1,534	1,53
2042	35955	1,3	1,14	1,482	1,48

Tableau (II-13) : Variation de la consommation horaire pour différents horizons

Année	$Q_{\max.j}$	$Q_{\text{moy.h}}$	$K_{\max.h}$	$Q_{\max.h}$
	m^3/j	m^3/h	/	m^3/h
2017	6317,42	263,23	1,56	410,63
2025	7619,18	317,47	1,53	485,72
2042	11346,05	472,75	1,48	699,67

II-10- Disponibilités actuelles en termes de ressources en eau

Le chef lieu de Khemis El-Khechna tire ses ressources en eau à partir de sept (7) forages situés à Chebacheb, avec une production moyenne de **132 l/s**, dans le but de connaître si notre débit fourni par les forages existant satisfait les besoins calculés ou non, on fait le bilan hydrique entre les ressources et les besoins en eau, les résultats sont représentés dans le tableau (II.14) et la figure (II.2) ci-après :

Tableau (II-14) : Bilan ressources-besoins pour divers horizons

période	Besoin en eau		Forages		Bilan	
	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
Actuel 2017	6317,42	73,12			5087,376	58,88
Moyen terme 2025	7619,18	88,19	11404,8	132	3785,616	43,81
Long terme 2042	11346,05	131,32			58,752	0,68

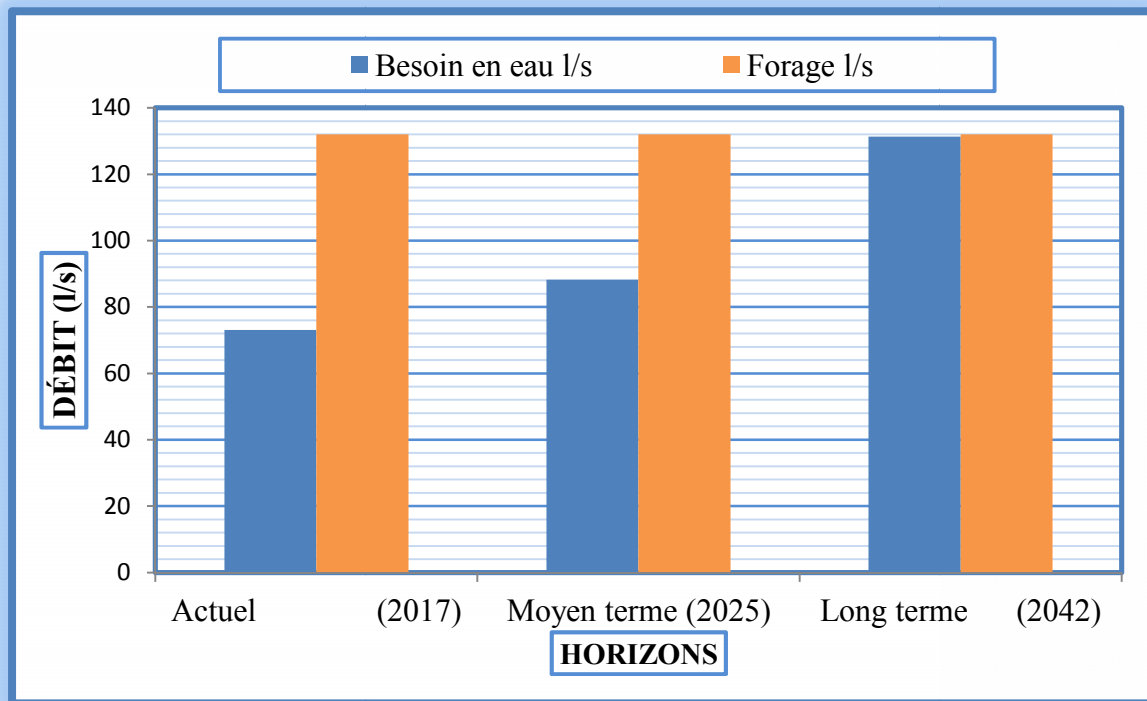


Figure (II-2) : Bilan ressources-besoins pour divers horizons

II.11 Conclusion

Dans le cas de cette étude nous avons trouvé un débit de (73,12 l/s) pour les besoins actuels et un débit de (131,32l/s) pour les besoins futurs.

Les forages de Chebacheb ont une capacité de 132 l/s, on constate que les ressources en eau disponibles peuvent satisfaire l'aire d'étude pour les besoin futurs.

Nous allons maintenant entamer le dimensionnement du réservoir d'eau et de la station de reprise.

Chapitre III :

Les réservoirs

III- Réservoirs

III-1- Introduction

Le réservoir est un ouvrage de stockage destiné à entreposer l'eau, il est placée en général sur un sommet géographique, le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression, également de conserver la qualité de l'eau stockée et faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien. La durée de vie d'un réservoir est généralement assez étendue.

III-2- Rôle des réservoirs

Les réservoirs sont des ouvrages intermédiaires entre le réseau d'adduction et le réseau de distribution, ils sont de grande importance dans le système d'alimentation en eau potable, servant tout d'abord de réserves d'eau qui permettent d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé, de plus ils peuvent jouer plusieurs rôles à savoir [4] :

➤ **Régulateur et accumulateur**

Dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égale au débit consommé. Donc, un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

➤ **Régulariser la pression et le débit dans le réseau de distribution**

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Il est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans le point très éloigné.

➤ **Régulariser le fonctionnement de la pompe**

Le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et la distribution gravitaire pendant des heures de pointe).

➤ **Assurer la réserve d'incendie**

Le réservoir doit contenir en tout temps, une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés très importants du service chargé de la lutte contre l'incendie.

III-3- L'emplacement des réservoirs

L'emplacement des réservoirs dépend essentiellement de [5] :

- L'intervention du relief (terrain) naturel ;
- La nature du sol (fondation) ;
- Les considérations esthétiques.

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

Son implantation doit se faire aussi de préférence, à l'extrémité de la ville ou au centre de la ville (pour diminuer la perte de charge).

Il a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe.

III-4- Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs selon [5] :

III-4-1- Classification selon le matériau de construction

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoir métalliques ;

- Réservoir en maçonnerie ;
- Réservoir en béton armé.

III-4-2- Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Réservoir enterré ;
- Réservoir semi-enterré (sur surface) ;
- Réservoir sur-élevé ou sur tour.

III-4-3- Classification selon la forme géométrique (La forme de la cuve)

- Réservoir carré ;
- Réservoir rectangulaire ;
- Réservoir circulaire ;
- Réservoir de forme quelconque (sphérique, conique,...etc.).

III-4-4- Classification selon des considérations esthétiques

- S'intégrer dans le paysage ;
- Affirmer les fonctions de l'ouvrage.

III-5- Choix du type de réservoir

On optera pour un réservoir circulaire semi-enterré comme le montre la figure (III-1) Ci-dessous,

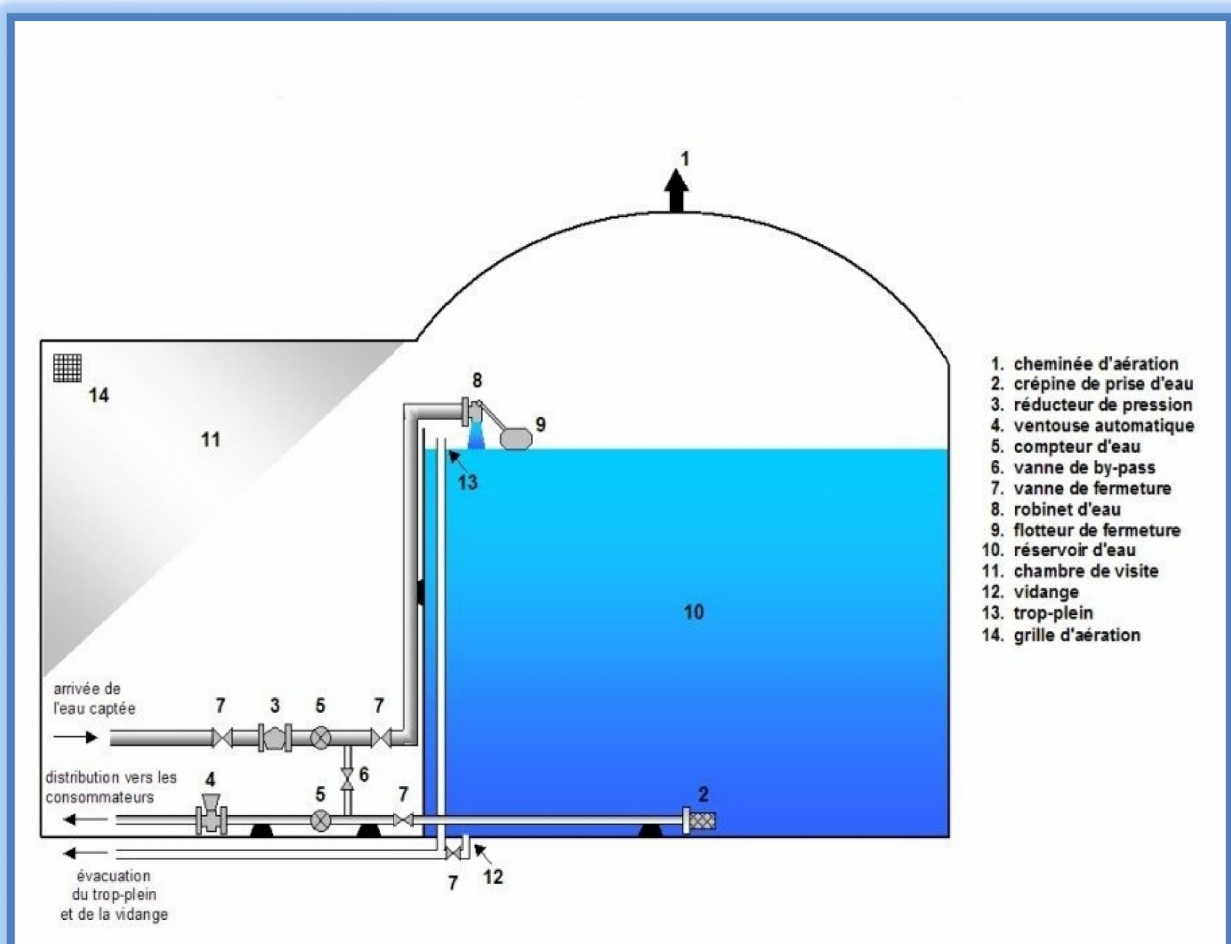


Figure (III-1) : Coupe transversale d'un réservoir de stockage de type semi-enterré

Nous avons choisi ce type de réservoir pour les motifs suivant [5] :

- Economie sur les frais de construction ;
- L'étude architecturale est simplifiée ;
- L'étanchéité est facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau à une température constante.

Ces types de réservoirs s'imposent quand la capacité de stockage deviendra importante et ils doivent être :

- Couverts contre les contaminations ;
- Aérés ;
- Bien protégés contre la chaleur et le froid (protection thermique) ;
- Visibles ;
- Compartimentés pour faciliter le nettoyage (cuves identiques).

III-6- Equipements des réservoirs

Chaque réservoir doit être équipé de [3] :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- Une conduite de départ ou de distribution ;
- Une conduite de vidange ;
- Une conduite de trop-plein ;
- Système de matérialisation de la consigne d'incendie ;
- Conduite by-pass ;
- Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

III-6-1- Conduite d'arrivée ou d'adduction

L'adduction est faite par refoulement soit :

- Par arrivée dans la partie supérieure de la cuve, se verser en chute libre provoque une oxygénation de l'eau, ce qui est favorable pour des eaux souterraines, ordinairement pauvre en oxygène dissous,
- En plongeant la conduite de façon que son extrémité soit toujours noyée.

comme le montre la figure (III-2) ci-dessous [5].

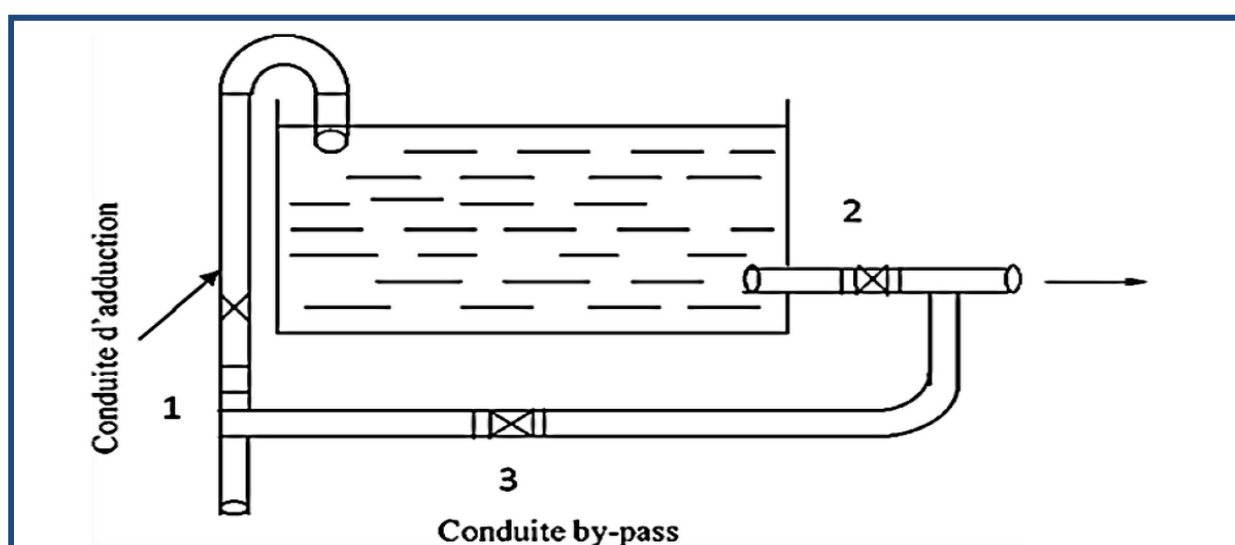


Figure (III-2) : Conduite d'adduction

III-6-2- Conduite de départ ou de distribution

Le départ de la conduite de distribution dans le réservoir doit être à l'opposé de celle d'arriver, à environ de 0,20 m au-dessus du radier pour éviter l'introduction des boues ou des sables dans la distribution, l'extrémité est munie d'une crépine courbée afin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite

Le schéma de la conduite de distribution est illustré dans la figure (III-3) ci-après :

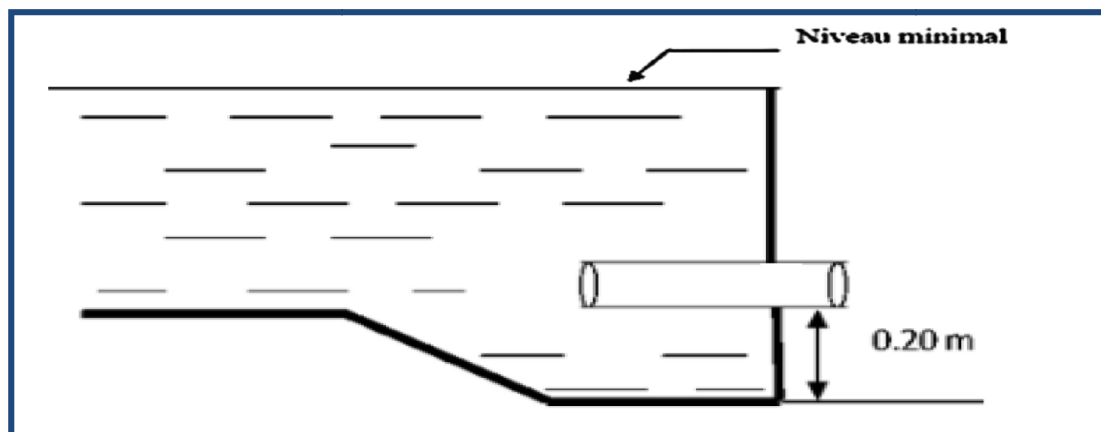


Figure (III-3) : Conduite de distribution

III-6-3- Conduite de trop-plein

La conduite de trop-plein est une conduite terminée par un bout en forme d'entonnoir qui a pour but d'évacuer le débit d'adduction arrivant au réservoir lorsque le niveau d'eau dans ce dernier atteint la limite maximale. Pour éviter d'éventuelle pollution ou introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, on aménagera un joint hydraulique, constitué par un siphon qui maintiendra en eau un tronçon de la conduite.

III-6-4- Conduite de vidange

Elle permet la vidange du réservoir ou le château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé. Il s'effectue selon le schéma de la figure (III-4) ci-après [6].

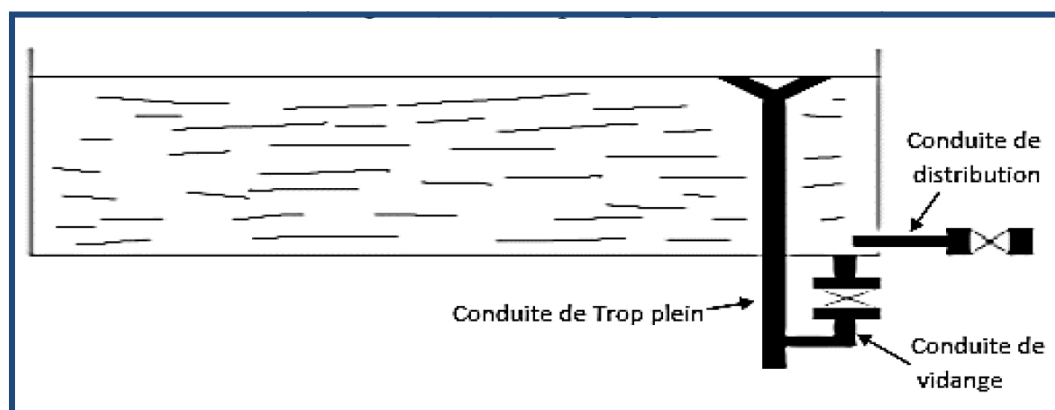


Figure (III-4) : Conduite de vidange et trop plein

III-6-5- Conduite de by-pass

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution, elle assure la distribution pendant le nettoyage, son fonctionnement est le suivant [6] :

- Fonctionnement normal : les vannes 1 et 2 sont ouvertes, la vanne 3 est fermée.
- En by-pass : les vannes 1 et 2 sont fermées, la vanne 3 est ouverte.

Le schéma de la conduite by-pass est illustré dans la figure (III-5) ci-dessous

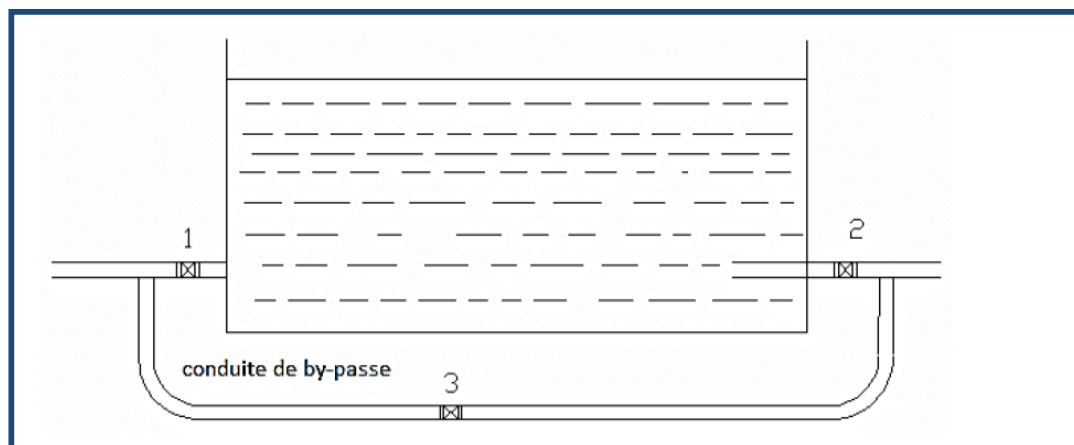


Figure (III-5) : Conduite de by -pass

III-6-6- Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation en service normal, pour cela, nous avons intérêt à équiper l'ouvrage d'un système à siphon.

C'est une disposition spéciale de la vanterie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint.

Comme la montre la figure (III-6) suivant :

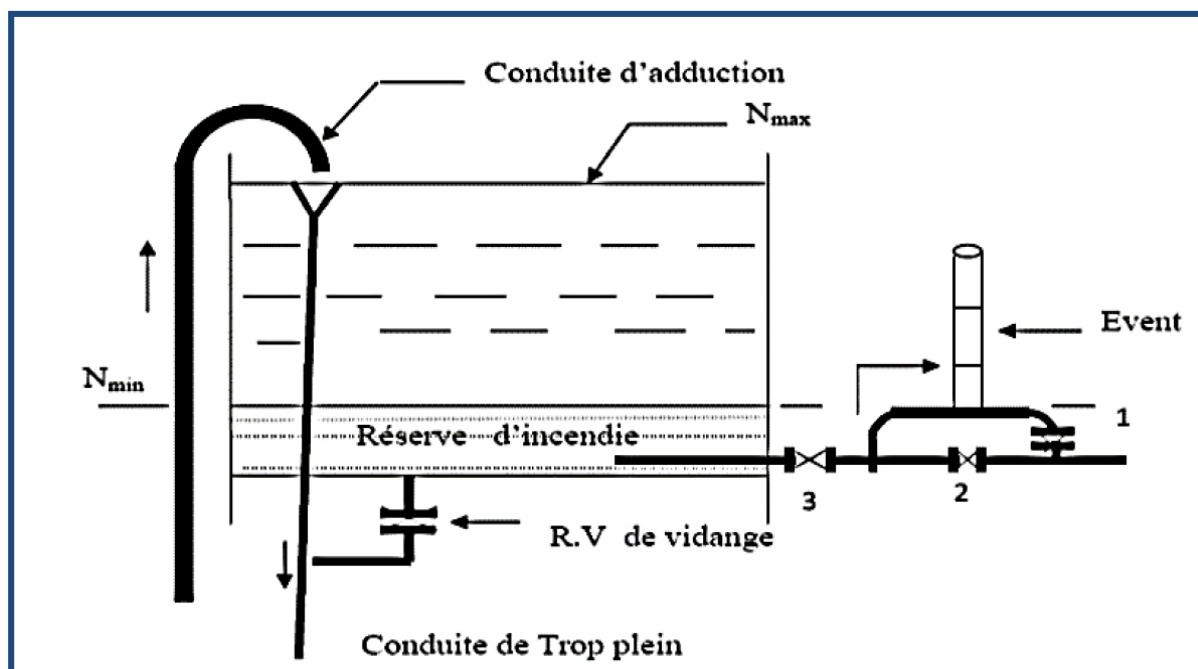


Figure (III-6) : Matérialisation de la réserve d'incendie

III-6-7- Les joints d'étanchéité

Il faudra veiller aux traversées des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment [3].

III-7- Dimensionnement des réservoirs

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée et à la sortie, c'est-à-dire, d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont (adduction et station de reprise), et d'autre part du régime de distribution (consommation maximal journalière de l'agglomération).

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder :

- Soit par la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport du débit pompé ;
- Soit par la méthode analytique qui tient aussi compte des débits d'apport et des débits de départ du réservoir.

III-7-1- Méthode analytique

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le maximum du résidu (P_{\max}) dans celui-ci pour chaque heure de consommation, en fonction du rapport entre l'apport et la distribution, P_{\max} et V_u seront déterminés par la formule suivante :

$$V_u = (P_{\max} \times Q_{\max,j}) / 100 \quad (\text{III-1})$$

Avec :

- V_u : Le volume utile à la consommation (m^3) ;
- P_{\max} : Résidu maximum journalier (%) ;
- $Q_{\max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j).

III-7-2- Calcul du résidu P_{\max}

On a déjà déterminé les valeurs du coefficient de variation horaire $K_{\max,h}$ pour la localité de distribution (Tableau (II-12))

- La distribution du débit maximal journalier sur les heures en tenant compte du coefficient de la variation horaire ($K_{\max,h}$) (annexe (01)) ;
- On répartit le débit d'apport sur 24 h dans le cas où l'adduction est gravitaire, et sur 20h dans le cas d'adduction par refoulement (notre cas d'étude), et cela pour avoir un temps nécessaire pour la réparation des pannes éventuelle et d'entretien au niveau de pompage, et en tenant compte des heures de pointes arrêtées par la tarification de la SONELGAZ, ou le prix d'énergie est élevé ;
- La différence pour chaque heure de stockage entre l'apport et la consommation nous fait ressortir un surplus ou un déficit suivant le signe.

Le résidu est ensuite déterminé pour chaque heure, la valeur maximale trouvée en P_{\max} sera le pourcentage du volume de stockage, tel que :

$$P_{\max} = | R_{+\max} | + | R_{-\max} | \quad (\text{III-2})$$

$$\begin{cases} R_{+\max} : \text{excédent en eau à différentes heures de la journée} \\ R_{+\max} = \text{Apport} - \text{Sortie} \quad \text{si} \quad \text{Apport} > \text{Sortie} \end{cases}$$

$$\begin{cases} R - \max: \text{insuffisantes en eau à différentes heures de la journée} \\ R - \max = \text{Sortie} - \text{Apport} \quad \text{si} \quad \text{Sortie} > \text{Apport}. \end{cases}$$

III-7-3- Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir sera calculé en tenant compte de la réserve d'incendie qui est égale à 120 m^3 (volume nécessaire pour éteindre un incendie de deux heures à raison de $60 \text{ m}^3/\text{h}$).

Le volume total est donc :

$$V_{\text{tr}} = V_u + V_{\text{inc}} \quad (\text{III-3})$$

Avec :

- V_{tr} : Le volume total du réservoir (m^3) ;
- V_u : Le volume utile à la consommation (m^3) ;
- V_{inc} : Le volume d'incendie (120 m^3).

III-7-4- Calcul du diamètre

Le diamètre est donné comme suit :

$H = [3 : 6] \text{ m} \rightarrow$ on prend $H = 4 \text{ m}$ pour les réservoirs dont le volume est inférieur à 500 m^3 , et $H = [4 : 6] \text{ m}$ pour les réservoirs supérieurs à 500 m^3 .

$$V_n = S_r \times H = \frac{\pi \times D_r^2}{4} \times H \rightarrow D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times H}} \quad (\text{III-4})$$

Avec :

- V_n : Capacité normalisée du réservoir (m^3);
- S_r : Section du réservoir en (m^2) ;
- H : Hauteur utile optimale d'eau (m).

III-7-5- Calcul de la hauteur d'incendie

La hauteur d'incendie est donnée comme suit :

On a

$$V_{\text{il}} = 120 \text{ m}^3 \rightarrow H_{\text{il}} = \frac{4 \times V_{\text{il}}}{\pi \times D_r^2} \quad (\text{III-5})$$

III-7-6- Calcul de la hauteur d'eau disponible (à desservir)

La hauteur d'eau disponible est donnée comme suit :

$$H_{\text{dis}} = H - H_{\text{inc}} \quad (\text{III-6})$$

III-7-7- La station de reprise

La station de reprise est un réservoir de petite dimension équipé d'une station de pompage permettant le refoulement d'un point bas vers le point le plus haut, leur dimensionnement sera déterminé selon le temps nécessaire. Pour des stations circulaires, un temps de 10 à 20 minutes.

Et pour notre cas on a choisi le temps de pompage de 15 min $t = 1/4$ h.

La station de reprise est dimensionnée par la formule suivante :

$$V_s = \frac{Q_{\max,j} \times t}{24} \quad (\text{III-7})$$

Avec :

- V_{sr} : Volume de la station de reprise (m^3) ;
- t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge (h) ;
- $Q_{\max,j}$: Débit maximal journalier (m^3/j).

III-8- Dimensionnement du réservoir et de la station de reprise

III-8-1- Dimensionnement de la bache de la station de reprise

La station de reprise se situe à une altitude de 92,5 m, elle reçoit un débit de $Q_{\max,j} = 11346,05 \text{ m}^3/j$, par refoulement à partir des forages situés à Chebacheb pendant 20 h. Le dimensionnement de la station de reprise sera déterminé selon le temps de réserve qui est $t = 1/4$ h.

Les résultats détaillés de dimensionnement sont donnés dans le tableau (III-1) ci-dessous :

Tableau (III-1) : Détermination de la capacité de la station de reprise

Désignation	Unité	Horizon 2042
Débit transit	m^3/h	$11346,05 / 20 = 567,3$
Temps de réserve	h	0.25
Capacité calculée	m^3	141,83
Capacité du réservoir projeté	m^3	150

III-8-2- Dimensionnement du réservoir

Le réservoir que nous voulons dimensionner est celui qui assure la distribution de la localité de la zone d'étude sis à Khemis El Khechna et alimentera par gravité la population, Les apports de ce réservoir sont alimentés à partir la station de reprise

On a le nombre de la population de la localité qui est de 35955 habitants, on a trouvé dans les calculs de l'estimation des besoins :

$$\alpha_{\max} = 1.3 \text{ et } \beta_{\max} = 1.14 ;$$

$$K_{\max,h} = 1.3 \times 1.14 = 1.5 ;$$

$$Q_{\max,j} = 11346,05 \text{ m}^3/j.$$

La valeur de $K_{\max,h}$ nous permet de prévoir la variation de la consommation horaire le long de la journée, donc en se référant à l'annexe (01) on choisit la colonne qui convient.

Le tableau (III-2) ci-après donne le calcul de la capacité du réservoir et du résidu max (P_{\max}):

Tableau (III-2) : Détermination de la capacité du réservoir

Heure	K _{max,h}	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
	%	m ³ /j	%	m ³ /j	%	%	%	%
0-1	1,50	567,3	5	170,19	1,50	3,5	-	3,5
1-2	1,50	567,3	5	170,19	1,50	3,5	-	7
2-3	1,50	567,3	5	170,19	1,50	3,5	-	10,5
3-4	1,50	567,3	5	170,19	1,50	3,5	-	14
4-5	2,50	567,3	5	283,65	2,50	2,5	-	16,5
5-6	3,50	567,3	5	397,11	3,50	1,5	-	18
6-7	4,50	567,3	5	510,57	4,50	0,5	-	18,5
7-8	5,50	567,3	5	624,03	5,50	-	-0,5	18
8-9	6,25	567,3	5	709,13	6,25	-	-1,25	16,75
9-10	6,25	567,3	5	709,13	6,25	-	-1,25	15,5
10-11	6,25	567,3	5	709,13	6,25	-	-1,25	14,25
11-12	6,25	567,3	5	709,13	6,25	-	-1,25	13
12-13	5,00	567,3	5	567,30	5,00	0	-	13
13-14	5,00	567,3	5	567,30	5,00	0	-	13
14-15	5,50	567,3	5	624,03	5,50	-	-0,5	12,5
15-16	6,00	567,3	5	680,76	6,00	-	-1	11,5
16-17	6,00	567,3	5	680,76	6,00	-	-1	10,5
17-18	5,50	0	0	624,03	5,50	-	-5,5	5
18-19	5,00	0	0	567,30	5,00	-	-5	0
19-20	4,50	0	0	510,57	4,50	-	-4,5	-4,5
20-21	4,00	0	0	453,84	4,00	-	-4	-8,5
21-22	3,00	567,3	5	340,38	3,00	2	-	-6,5
22-23	2,00	567,3	5	226,92	2,00	3	-	-3,5
23-24	1,50	567,3	5	170,19	1,50	3,5	-	0
total	100	11346,05	100	11346,05	100	-	-	-

On aura donc :

$$P_{\max} = | -8,5 | + | 18,5 | = 27 \%$$

$$V_u = P_m \times \frac{Q_{m,j}}{1} \rightarrow 27 \times \frac{1}{1} \rightarrow V_u = 3063,43 \text{ m}^3$$

$$V_{tr} = 3063.43 + 120 = 3183,43 \text{ m}^3$$

➤ La capacité normalisée sera : $V_n = 3200 \text{ m}^3$

➤ Le diamètre du réservoir

On prend : $H = 6 \text{ m}$

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 3200}{3.14 \times 6}} = 26,07 \text{ m}$$

➤ La hauteur d'incendie et hauteur disponible

$$H_{inc} = [(4 \times 120) / (\pi \times (26,07)^2)]$$

$$H_{inc} = 0,22 \text{ m}$$

$$H_{dis} = 6 - 0,22 = 5,78 \text{ m}$$

Volume total : $V_t = 3200 \text{ m}^3$

Hauteur : $H = 6 \text{ m}$

Diamètre : $D_r = 26,07 \text{ m}$

$H_{inc} = 0,22 \text{ m}$ et $H_{dis} = 5,78$

III-9- Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé le volume du réservoir ainsi que ses dimensions (hauteur, diamètre et hauteur d'incendie), garantissant l'alimentation continue en eau potable de la zone d'étude.

L'acheminement de l'eau jusqu'à ce réservoir s'effectuera par l'intermédiaire d'une station de reprise.

Nous allons nous intéresser à présent au dimensionnement des conduites d'adduction qui véhiculeront l'eau, c'est l'objet du chapitre suivant.

Chapitre IV :

Adduction

IV- Adduction

IV-1- Introduction

L'adduction est le procédé qui permet de transporter des débits d'eau depuis les zones de captage jusqu'au point de stockage ou de distribution (réservoirs, bache d'eau ...etc.), en fonction du relief de la région à alimenter on distingue trois types d'adduction :

➤ **Adduction par refoulement**

L'adduction est dite par refoulement lorsque le déplacement de l'eau est assuré par une pompe, le lieu de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite l'emploi d'un système de pompage pour créer une pression dans les conduites du réseau d'adduction.

➤ **Adduction gravitaire**

Le lieu de captage se situe à une altitude supérieure à celle du réservoir d'accumulation ce qui fait intervenir la pesanteur seule dans l'écoulement des eaux dans les conduites du réseau d'adduction et le débit transitant est permanent.

➤ **Adduction mixte**

Lorsqu'un réservoir d'accumulation intermédiaire reçoit en premier temps une eau par refoulement et que dans un deuxième temps, cette eau est évacuée par gravité jusqu'à un réservoir situé plus bas, on parle ici d'adduction mixte.

IV-2- Choix du tracé

Le choix du tracé se fait en tenant compte des paramètres technico-économiques, donc il faut respecter certaines règles notamment [3] :

- Avoir un profil en long très régulier, avec une rampe toujours dans le même sens vers le réservoir d'accumulation ;
- Eviter les contre pentes qui peuvent donner lieu en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer ;
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il sera bon de prévoir quelques vannes de sectionnements en vue de faciliter les répartitions éventuelles ;
- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes ;
- On préfère souvent de le concevoir le long des routes ou bien des pistes pour faciliter la pose des conduites et son exploitation, c'est-à-dire :
 - Faciliter l'accès pour l'entretien et la réparation ;
 - Faciliter la détection des fuites et les vannes défectueuses.
- Choisir le tracé le plus court et réguliers pour réduire le coût de réalisation des conduites ;
- Eviter les forêts et les zones marécageuse.

IV-3- Description du schéma d'adduction

Vu la configuration de la zone d'étude, le schéma d'adduction comportera deux parties, une partie qui nous permettra d'acheminer l'eau depuis les forages vers la station de reprise, et une deuxième partie refoulement (deux conduites en parallèles), partant de la station de reprise jusqu'au réservoir. Les deux parties d'adduction sont représenté dans la figure (IV-1) et détaillés comme suit :

IV-4- Choix du type des conduites

Le choix de types des conduites à utiliser repose sur certains critères qu'on doit respecter qui sont [4] :

- Le diamètre économique ;
- La pression de l'eau ;
- La nature de l'eau ;
- La nature de terrain ;
- La longueur des conduites ;
- La disponibilité sur le marché ;
- Le prix et la durée de vie.

Il existe des différents types de conduite, selon le matériau consultatif, on distingue :

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

Dans notre cas, on opte pour des conduites en PEHD pour la partie refoulement, vu les avantages qu'elle présente [8] :

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20°C) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique et à l'entartrage ;
- Disponibilité sur le marché.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN 10 et PN 16 sont joint en annexe (02) et annexe (03)

IV-5- Profil en long d'une adduction

Le profil de l'adduction est une donnée indispensable pour visualiser le fonctionnement de l'adduction. Il peut être établi à partir d'un relevé de terrain.

IV-6- Etude technico-économique des conduites

Si on adopte un grand diamètre, le prix de la canalisation sera élevé et les pertes de charge diminuent, ce qui nous permet d'économiser sur le prix de la pompe à utiliser et aussi sur le prix de l'énergie nécessaire au pompage. Par contre, si on adopte un petit diamètre on fait augmenter les pertes de charges, ce qui engendre plus de dépense sur l'énergie de pompage.

Donc, on a un intérêt à choisir un diamètre « D » appelé « Diamètre économique » qui résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses d'exploitation [7].

Cependant la vitesse d'écoulement doit rester comprise entre 0,5 et 1,5 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans les calculs des diamètres des conduites sont :

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

IV-6-1- Calcul du diamètre économique

IV-6-1-1- Dimensionnement de la conduite

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre.

IV-6-1-2- Méthode de calcul

Dans la pratique, le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse qui est comprise entre 0.5 et 1.5 m/s à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONNIN et BRESS. Ces formules sont données comme suit [5] :

La formule de **BONNIN** :

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

La formule de **BRESS** :

$$D = 1,5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{IV-2})$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite en mètre ;
- Q : Débit véhiculé en m³/s.

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

IV-6-2- Calcul de la vitesse

La vitesse d'écoulement se calcul à partir de la formule suivante :

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

Avec :

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

IV-6-3- Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge présentent une partie de l'énergie mécanique de l'eau qui se transforme en chaleur sous l'effet de frottement entre les particules de l'eau et les parois des canalisations, elles se présentent sous deux formes :

- Pertes de charge linéaires qui correspondent aux frottements de l'eau contre les parois de la tuyauterie Elles sont exprimées en (m/m) et varient avec le débit qui transite dans l'adduction ;
- Quand la conduite subit de brusque variation de section ou de direction, il se produit des pertes de charges dites singulières, elles sont généralement mesurable et font partie des caractéristiques de l'installation. Elles sont généralement données par le constructeur et exprimées en (m/m).

Dans le circuit représenté dans la figure ci-dessous (IV-1), les tronçons BC, DE, FG, HI et JK sont des coudes de différents angles, donc elles présentent des pertes de charge singulières. Les tronçons AB, CD, EF, GH, IJ et KL sont des conduites rectilignes, donc elles présentent des pertes de charge linéaires.

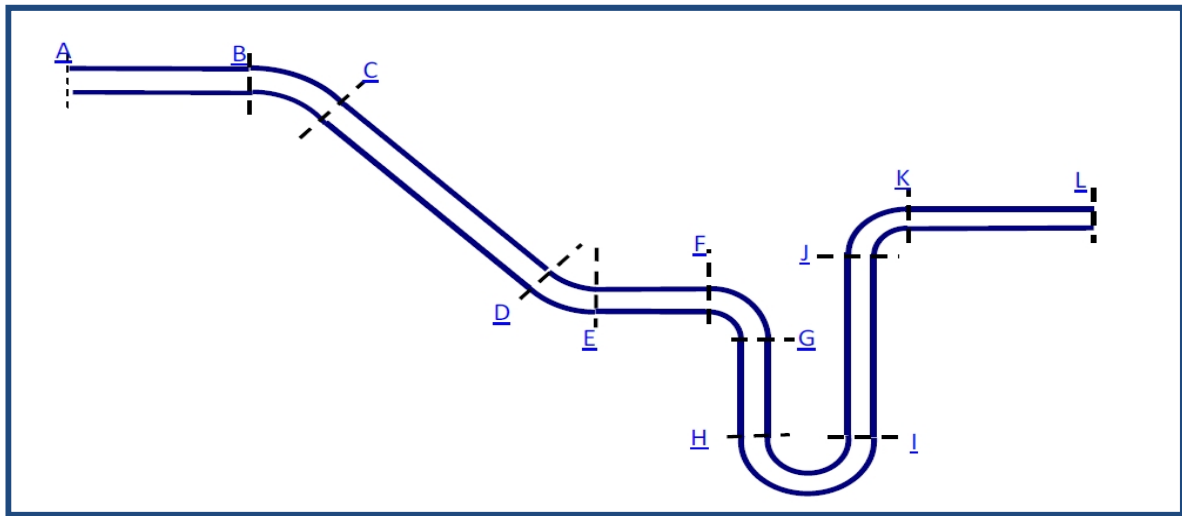


Figure (IV-2) : Les pertes de charge linéaires et singulières

IV-6-3- 1- Les pertes de charge linéaires (J_l)

Elles sont données par la formule de Darcy-Weisbach :

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

Avec :

- J_l : Perte de charge linéaire (m/m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- V : Vitesse moyenne de l'écoulement (m/s) ;
- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

❖ Calcul du coefficient de pertes de charge λ

Pour déterminer le coefficient des pertes de charges (λ) aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes, et pour plus de commodité λ est déterminé à partir de l'abaque de MOODY (voir annexe (04)).

➤ Régime transitoire

Formule de COOLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{2,5}{R \sqrt{\lambda}} + \frac{K}{3,7 D} \right] \quad (IV-5)$$

➤ **Régime turbulent rugueux**

Formule de NIKURADZI :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \times \ln \frac{K}{D})^{-2} \quad (\text{IV-6})$$

Avec :

- K : Rugosité absolue (mm) ;
- Re : Nombre de Reynolds qui est calculé comme suit :

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

- ν : Viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de STOCKS :

$$\nu = \frac{0,0178}{1 + 0,0337 T + 0,000221 T^2} \quad (\text{IV-8})$$

Avec :

- T : Température de l'eau en degré, a T = 20°C : $\nu = 0.01 \text{ stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Pour les tubes en PEHD :

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

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

La rugosité relative : c'est le rapport entre la rugosité K et le diamètre de la conduite D, elle est exprimée par (K/D).

IV-6-3- 2- Les pertes de charge singulières J_s

Elles sont provoquées par les coudes, les vannes, les clapets,...etc. Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$J_s = 0,1 \times J_l \quad (\text{IV-9})$$

IV-6-3- 3- Les pertes de charge totales (H_t)

Elles représentent la somme des pertes charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L, donc on aura :

$$H_t = J_l + J_s$$

$$H_t = J_l + (0,1 \times J_l)$$

$$H_t = 1.1 \times J_l \quad (\text{IV-10})$$

IV-7- Calcul hydraulique

IV-7-1- Détermination de la hauteur manométrique totale (Hmt)

Elle représente une hauteur d'élévation fictive qui résulte de la somme de la hauteur géométrique et les pertes de charge résultantes de l'aspiration et du refoulement.

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (IV-11)$$

Avec :

- H_{mt} : La hauteur manométrique totale (m) ;
- H_g : La hauteur géométrique (m) ;
- H_t : Les pertes de charge totale (m).

IV-7-2- Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe, elle est exprimée par la formule suivante

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (IV-12)$$

Avec :

- P_a : La puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- Q : Le débit refoulé en (m^3/s) ;
- H_{mt} : La hauteur manométrique totale (m) ;
- η : Le rendement de la pompe en (%), on prend $\eta = 75 \%$.

IV-7-3- Energie consommée par la pompe

Elle est donnée par la formule suivante :

$$E = P_a \times T_p \times 365 \quad (IV-13)$$

Avec:

- E : Energie consommée par la pompe (kw.h) ;
- T_p : Nombre d'heure de pompage (20h) ;
- P_a : Puissance absorbée par la pompe (kW).

IV-7-4- Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation se calculent comme suit :

$$F_{exp} = E \times P_e \quad (IV-14)$$

Avec :

- F_{exp} : Les frais d'exploitation (DA) ;
- E : L'énergie consommée par la pompe (KWh) ;
- P_e : Le prix d'un KWh ($P_e = 4,75 \text{ DA/KWh}$).

IV-7-5- Frais d'amortissement

Ils se déterminent par l'expression suivante :

$$F_a = P_u \times L \times A \quad (IV-15)$$

Avec :

- Pu : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- A : Amortissement annuel.

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (\text{IV-16})$$

Avec :

- i : Taux d'annuité =8% ;
- n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement (n = 25 ans).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1,08)^{25} - 1} + 0.08 = 0,094$$

IV-7-6 - Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante

$$B_L = F_{ex} + F_a \quad (\text{IV-17})$$

Avec :

- B_L : Bilan (DA) ;
- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;
- F_{am} : Frais d'amortissement (DA).

IV-8- Les équipements de l'adduction

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants :

IV-8-1- Les vannes de sectionnement

Les vannes sont des pièces qui permettent de sectionner, régler et régulariser l'écoulement de l'eau dans le réseau et d'assurer une exploitation rationnelle. Il existe plusieurs types :

IV-8-1-1- Les robinets vannes à opercule

Ce sont des appareils de sectionnement à ouverture ou fermeture totale. Son principe de fonctionnement est simple, en faisant descendre l'obturateur ou opercule dans le corps de la vanne afin d'obturer le passage du flux. Elles sont généralement placées sur les Réseaux d'adduction et de distribution d'eau, d'irrigation...etc. (figure (IV-3)).



Figure (IV-3) : Vanne à opercule

IV-8-1-2- Les vannes à papillons

Ce sont des appareils de réglage de débit et de sectionnement. La pièce maîtresse est un disque appelé papillon qui pivote autour d'un axe perpendiculaire à celui de la canalisation pour en assurer l'ouverture ou la fermeture ou une ouverture intermédiaire. (Figure (IV-4)).



Figure (IV-4) : vanne à papillon

IV-8-1-3- Vidanges

Elles sont placées au point le plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoins. Une vidange est constituée de :

- D'une vanne ;
- D'une conduite de décharge ;
- D'un regard de vidange à partir duquel l'eau est évacuée dans le système d'assainissement pluvial.

IV-8-1-4- Ventouse

Elles sont placées au point les plus hauts, permettant l'évacuation des bulles d'air qui s'y accumulent afin de rétablir le diamètre de la conduite pour l'eau, (figure (IV-5)).



Figure (IV-5) : Ventouse

IV-8-1-5- Les clapets anti-retour

Pour empêcher le retour de l'eau en sens inverse de l'écoulement prévu, on les place principalement dans les stations de pompages qui alimentent une adduction et en point de puisage (figure (IV-6)).



Figure (IV-6) : Clapet anti-retour

IV-9- Dimensionnement des tronçons de l'adduction**IV-9-1- Tronçons des forages**

Les données sont illustrées dans le tableau (IV-1) suivant :

Tableau (IV-1) : Les débits et niveaux dynamiques des forages

FORAGE	DEBIT m ³ /s	NIVEAU DYNAMIQUE (m)
1	0.01832	25,48
2	0,014	36,60
3	0,016	37,70
4	0,014	52,80
5	0,032	25,48
6	0,017	32,30
7	0,020	42,80

Pour les diamètres des conduites qui sortent des forages on les a choisis de telle sorte à avoir une vitesse acceptable, on a utilisé des conduites en PEHD PN 10. Ces diamètres sont donnés dans le tableau (IV-2) ci-après :

Tableau (IV-2) : Calcul des diamètres et pertes de charges

FORAGE	D ext (mm)	D int (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	H _t (m)
1	200	176,2	41	0,7517	132449,37	0,0177	0,0029	0,1303
2	160	141	52	0,8971	126485,07	0,018	0,0052	0,2990
3	160	141	55	1,0252	144554,37	0,0176	0,0067	0,4039
4	160	141	65	0,8971	126485,07	0,018	0,0052	0,3738
5	250	220,4	44	0,8392	184956,13	0,0166	0,0027	0,1305
6	200	176,2	47	0,6975	122906,08	0,0179	0,0025	0,1303
7	200	176,2	50	0,8206	144595,39	0,0174	0,0034	0,1865

IV-9-2- Tronçon G – F

Données :

- Débit : $Q=0,020 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 130 \text{ m}$

On prend un D ext de **200 mm** pour une vitesse acceptable de **0,9519 m/s** avec **H_t = 0,6802m**.**IV-9-3- Tronçon F – E**

Données :

- Débit : $Q=0,037 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 160 \text{ m}$

On prend un D ext de **250 mm** pour une vitesse acceptable de **1,1260 m/s** avec **H_t = 0,8912m**.**IV-9-4- Tronçon E – D**

Données :

- Débit : $Q=0,069 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 290 \text{ m}$

On prend un D ext de **400 mm** pour une vitesse acceptable de **0,8200 m/s** avec **H_t = 0,5124m**.**IV-9-5- Tronçon D – C**

Données :

- Débit : $Q=0,085 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 650 \text{ m}$

On prend un D ext de **400 mm** pour une vitesse acceptable de **1,0102 m/s** avec **H_t = 1,6864m**.

IV-9-6- Tronçon C – B

Données :

- Débit : $Q=0,099 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 130 \text{ m}$

On prend un D ext de **400 mm** pour une vitesse acceptable de **1,1765 m/s** avec **Ht = 0,4470m**.

IV-9-7- Tronçon B – A

Données :

- Débit : $Q=0,113 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 330 \text{ m}$

On prend un D ext de **500 mm** pour une vitesse acceptable de **0,8597m/s** avec **Ht = 0,4872m**.

IV-9-8- Tronçon A – SR

Données :

- Longueur : $L = 4310 \text{ m}$
- Débit : $Q= 0,13132 \text{ m}^3/\text{s}$
- Côte du radier : $Cr = 92.50 \text{ m}$
- Côte du trop plein : $Ctp = 95.50 \text{ m}$
- Cote naturel du point de jonction C pj = 42 m

❖ **Calcul du diamètre**

- $D_{\text{Bonnin}} = 0,362 \text{ m}$
- $D_{\text{Bress}} = 0,544 \text{ m}$

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont : 327,4 mm, 409,2mm et 515,6 mm.

❖ **Calcul de la Hmt**

Ici, on dispose de sept (7) pompes, donc on doit calculer la Hmt de chaque pompe :

- **Calcul de la Hmt 1 (F1- SR)**

Hauteur géométrique $H_g = 78,98 \text{ m}$

Tableau (IV-3) : Calcul de la Hmt1

Dext (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J_1 (m/ml)	Ht (m)	Hmt (m)
0,400	0,3274	1,5606	510954,87	4310	0,01393	0,0053	25,2926	104,2725
0.500	0,4092	0,9991	408813,84	4310	0,01423	0,0018	8,4766	87,4566
0.600	0,5156	0,6293	324450,40	4310	0,01466	0,0006	2,7480	81,7279

NB : le diamètre 400 mm ne fait pas l'objet du calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5\text{m/s} < V < 1,5\text{m/s}$).

Tableau (IV-4) : Calcul des frais d'exploitation « F1 »

Dext (m)	Hmt (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	e (DA/k.w.h)	Fexp (DA/K.W.h)
0,400	104,27258	180,0329	1314239,89	4,75	6242639,46
0.500	87,45664	150,9991	1102293,64	4,75	5235894,8
0.600	81,72796	141,1082	1030090,11	4,75	4892928,01

➤ **Calcul de la Hmt 2 (F4-SR)**

Hauteur géométrique $H_g = 106,3$ m

Tableau (IV-5) : Calcul de la Hmt2

Dext (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J_1 (m/ml)	Ht (m)	Hmt (m)
0,400	0,3274	1,5606	510954,87	4310	0,01393	0,0053	26,267	132,5670
0.500	0,4092	0,9991	408813,84	4310	0,01423	0,0018	9,451	115,7510
0.600	0,5156	0,6293	324450,40	4310	0,01466	0,0006	3,7224	110,0224

Tableau (IV-6) : Calcul des frais d'exploitation « F4 »

Dext (m)	Hmt (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	e (DA/k.w.h)	Fexp (DA/K.W.h)
0,400	132,567	228,8849	1670859,62	4,75	7936583,2
0.500	115,751	199,8510	1458912,64	4,75	6929835,04
0.600	110,0224	189,9603	1386710,01	4,75	6586872,53

➤ **Calcul de la Hmt 3 (F2-SR)**

Hauteur géométrique $H_g = 90,1$ m

Tableau (IV-7) : Calcul de la Hmt3

Dext (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J_1 (m/ml)	Ht (m)	Hmt (m)
0,400	0,3274	1,5606	510954,87	4310	0,01393	0,0053	26,2268	116,3268
0.500	0,4092	0,9991	408813,84	4310	0,01423	0,0018	9,4108	99,5108
0.600	0,5156	0,6293	324450,40	4310	0,01466	0,0006	3,6822	93,7822

Tableau (IV-8) : Calcul des frais d'exploitation « F2 »

Dext (m)	Hmt (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	e (DA/k.w.h)	Fexp (DA/K.W.h)
0,400	116,3268	200,8452	1466169,67	4,75	6964305,95
0.500	99,5108	171,8114	1254223,43	4,75	5957561,28
0.600	93,7822	161,9205	1182019,89	4,75	5614594,5

➤ **Calcul de la Hmt 4 (F3-SR)**

Hauteur géométrique Hg = 91,2 m

Tableau (IV-9) : Calcul de la Hmt4

Dext (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J_1 (m/ml)	Ht (m)	Hmt (m)
0,400	0,3274	1,5606	510954,87	4310	0,01393	0,0053	27,9132	119,1132
0.500	0,4092	0,9991	408813,84	4310	0,01423	0,0018	11,0972	102,2972
0.600	0,5156	0,6293	324450,40	4310	0,01466	0,0006	5,3686	96,5686

Tableau (IV-10) : Calcul des frais d'exploitation « F3 »

Dext (m)	Hmt (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	e (DA/k.w.h)	Fexp (DA/K.W.h)
0,400	119,1132	205,6560	1501289,15	4,75	7131123,45
0.500	102,2972	176,6223	1289342,9	4,75	6124378,78
0.600	96,5686	166,7314	1217139,37	4,75	5781412

➤ **Calcul de la Hmt 5 (F5-SR)**

Hauteur géométrique Hg = 78,98 m

Tableau (IV-11) : Calcul de la Hmt5

Dext (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J ₁ (m/ml)	Ht (m)	Hmt (m)
0,400	0,3274	1,5606	510954,87	4310	0,01393	0,0053	28,4256	107,4056
0.500	0,4092	0,9991	408813,84	4310	0,01423	0,0018	11,6096	90,5896
0.600	0,5156	0,6293	324450,40	4310	0,01466	0,0006	5,8810	84,8610

Tableau (IV-12) : Calcul des frais d'exploitation « F5 »

Dext (m)	Hmt (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	e (DA/k.w.h)	Fexp (DA/K.W.h)
0,400	107,4056	185,4422	1353727,87	4,75	6430207,37
0.500	90,5896	156,4084	1141781,62	4,75	5423462,71
0.600	84,8610	146,5175	1069578,09	4,75	5080495,92

➤ **Calcul de la Hmt 6 (F6-SR)**

Hauteur géométrique Hg = 85,8 m

Tableau (IV-13) : Calcul de la Hmt6

Dext (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J ₁ (m/ml)	Ht (m)	Hmt (m)
0,400	0,3274	1,5606	510954,87	4310	0,01393	0,0053	29,3168	115,1168
0.500	0,4092	0,9991	408813,84	4310	0,01423	0,0018	12,5008	98,3008
0.600	0,5156	0,6293	324450,40	4310	0,01466	0,0006	6,7722	92,5722

Tableau (IV-14) : Calcul des frais d'exploitation « F6 »

Dext (m)	Hmt (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	e (DA/k.w.h)	Fexp (DA/K.W.h)
0,400	115,1168	198,7560	1450918,97	4,75	6891865,11
0.500	98,3008	169,7223	1238972,72	4,75	5885120,44
0.600	92,5722	159,8314	1166769,19	4,75	5542153,65

➤ **Calcul de la Hmt 7 (F7-SR)**

Hauteur géométrique Hg = 96,3 m

Tableau (IV-15) : Calcul de la Hmt7

Dext (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J _l (m/ml)	Ht (m)	Hmt (m)
0,400	0,3274	1,5606	510954,87	4310	0,01393	0,0053	29,9970	126,2970
0.500	0,4092	0,9991	408813,84	4310	0,01423	0,0018	13,1810	109,4810
0.600	0,5156	0,6293	324450,40	4310	0,01466	0,0006	7,4524	103,7524

Tableau (IV-16) : Calcul des frais d'exploitation « F7 »

Dext (m)	Hmt (m)	P (K.W)	E (K.W.h)	e (DA/k.w.h)	Fexp (DA/K.W.h)
0,400	126,2970	218,0593	1591832,96	4,75	7561206,55
0.500	109,4810	189,0256	1379886,71	4,75	6554461,88
0.600	103,7524	179,1347	1307683,18	4,75	6211495,1

Tableau (IV-17) : Calcul des frais d'amortissement

Dext (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	Famo (DA)
0,400	13188,32	4310	0,94	56841659,2
0.500	19892,14	4310	0,94	85735123,4
0.600	31639,05	4310	0,94	136364305,5

Tableau (IV-18) : Calcul du bilan

Dext (m)	V (m/s)	Fexp (DA/K. W. h)	Famo (DA)	Bilan (DA)
0,400	1,5687	49157931,1	56841659,2	105999590,3
0.500	0.9991	42110714,9	85735123,4	127845838,3
0.600	0,6325	39709951,7	136364305,5	176074257,2

D'après les résultats du tableau ci-dessus, le diamètre le plus économique est **D = 0.500 m** avec une vitesse acceptable **V= 0.9991 m/s**.

NB : le diamètre 400 mm ne fait pas l'objet du calcul économique, car il ne vérifie pas la condition de la vitesse d'écoulement ($0,5\text{m/s} < V < 1,5\text{m/s}$).

IV-9-9- Tronçon SR- R

Données :

- Longueur : $L = 1600$ m
- Débit total: $Q = 0,13132$ m³/s
- Côte du radier SR : $Cr = 92.50$ m
- Côte du radier R : $Cr = 153$ m
- Côte du trop plein R : $Ctp = 157$ m
- La hauteur disponible H_g : $H_g = Ctp (R) - Cr (SR)$, $H_g = 64,5$ m

❖ **Calcul du diamètre**

- $D_{\text{Bonnin}} = 0,362$ m
- $D_{\text{Bress}} = 0,544$ m

Les diamètres intérieurs normalisés pour le PEHD (PN16) sont : 327,4 mm, 409,2mm et 515,6 mm.

❖ **Calcul de la Hmt**

Ici, on a une pompe, donc on doit calculer la Hmt de celle-ci pour le tronçon allant de la station de reprise SR vers le réservoir R

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-19) ci-dessous :

Tableau (IV-19) : Calcul de la Hmt SR-R

Dext (m)	Dint (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	J_1 (m/ml)	Ht (m)	Hmt (m)
0,400	0,3274	1,5606	510954,87	1600	0,0139	0,0053	10,1448	74,6448
0.500	0,4092	0,9991	408813,84	1600	0,0142	0,0018	3,4002	67,9002
0.600	0,5156	0,6293	324450,40	1600	0,0147	0,0006	1,1024	65,6024

Tableau (IV-20) : Calcul des frais d'exploitation « SR-R »

Dext (m)	Hmt	P (K.W)	E (K.W.h)	e (DA/k.w.h)	Fexp (DA/K.W.h)
0,400	74,6448	128,2149	935968,49	4,75	4445850,35
0.500	67,9002	116,6299	851398,40	4,75	4044142,41
0.600	65,6024	112,6829	822585,44	4,75	3907280,82

Tableau (IV-21) : Calcul des frais d'amortissement

Dext (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	Famo (DA)
0,400	13188,32	1600	0,94	1858140,44
0.500	19892,14	1600	0,94	2802660,97
0.600	31639,05	1600	0,94	4457716,99

Tableau (IV-22) : Calcul du bilan

Dext (m)	V (m/s)	Fexp (DA/K. W. h)	Famo (DA)	Bilan (DA)
0,400	1,5606	4445850,35	1858140,44	6303990,79
0.500	0,9991	4044142,41	2802660,97	6846803,38
0.600	0,6293	3907280,82	4457716,99	8364997,81

IV-10- Conclusion

L'étude technico-économique de l'adduction nous a permis de dimensionner la partie refoulement dont la longueur totale est de **4310 m** avec des conduites en PEHD PN (16) de Dext 500 mm a partir des forages vers la station de reprise et une conduite de 1600 m en PEHD PN (16) de Dext 500 mm depuis la Station de reprise vers le réservoir.

Chapitre V :

Pompes et station de pompage

V- Pompes et station de pompage

V-1- Introduction

La pompe est un appareil qui aspire un fluide d'une région à basse pression pour le refouler à une région à plus grande pression. Le rôle de la pompe est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

V-2- Classification des pompes

Les pompes sont divisées en deux catégories principales [8] :

- Pompes volumétriques ;
- Les turbo-pompes.

V-2-1- Pompes volumétriques

Le déplacement du fluide à l'intérieur de la pompe se fait par la variation du volume. D'où on distingue deux types [3] :

- Les pompes alternatives (à piston) ;
- Les pompes rotatives (à rotor tournant).

Elles sont utilisées dans les machines à outils, les engins de travaux publics et dans certains circuits hydrauliques d'avions ou des bateaux. Généralement, elles conviennent pour des faibles débits à des pressions élevées.

V-2-2- Les turbos-pompes

Le principe de fonctionnement des turbos-pompes consiste en un déplacement du liquide de l'aspiration vers le refoulement au moyen de l'élément actif de la pompe appelé « la roue » ou « rotor ». Les turbos-pompes sont généralement utilisées dans l'alimentation d'eau potable et l'irrigation.

On peut classer les turbos-pompes selon les paramètres suivants [9] :

❖ *Selon le type de la roue*

- Les pompes hélices (axiales) ;
- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes hélico-centrifuges.

❖ *Selon le nombre d'éléments disposés en série*

- Les machines monocellulaires : contiennent une seule cellule comprennent une série d'aubes fixes, utilisées pour des pressions moyennes de 15 m à 100 m d'eau ;
- Les machines multicellulaires : contiennent plusieurs cellules placées en série, le fluide qui rentre va parcourir successivement chaque cellule, utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.

❖ *Selon la disposition de l'axe de la pompe*

- Les pompes axiales ;
- Les pompes horizontales.

❖ *Selon la nature du fluide véhiculé*

- Fluide compressible ;
- Fluide incompressible.

❖ ***Selon l'importance de la pression produite***

- Basse pression ;
- Moyenne pression ;
- Haute pression.

V-3- Choix des pompes

Le choix du type des pompes à installer portera sur les critères suivants [5] :

- Assurer le débit de refoulement ;
- Assurer la hauteur manométrique totale;
- Assurer un rendement maximum ;
- Une vitesse de rotation importante ;
- Vérifier la condition de non cavitation.

V-4- Caractéristiques hydrauliques des pompes centrifuges

V-4-1- Hauteur manométrique

Elle est obtenue en sommant hauteur géométrique et les pertes de charge à l'aspiration ainsi qu'au refoulement. Cette hauteur est donnée comme suit [3] :

$$H_{mt} = H_g + J_{asp} + J_{ref} \quad (V-1)$$

Avec :

- H_{mt} : La hauteur manométrique totale en (m) ;
- H_g : La hauteur géométrique en (m) ;
- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m) ;
- J_{ref} : Pertes de charge au refoulement en (m).

V-4-2- La vitesse de rotation

La vitesse de rotation (N) représente le nombre de tour effectué par la pompe par unité de temps.

V-4-2- La puissance

On distingue deux types de puissance :

IV-4-2-1- La puissance absorbée par la pompe

Elle est exprimée par la puissance mécanique absorbée au niveau de l'arbre de la pompe en (KW). Cette puissance est donnée par la loi suivante :

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (V-2)$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- Q : Débit refoulé par la pompe (m³/s) ;
- η : Rendement de la pompe en %.

IV-4-2-2- La puissance hydraulique ou la puissance utile

Elle traduit la puissance transmise au fluide par la pompe, notée P_u :

$$P_u = P_h = g \times H_{mt} + Q \quad (V-3)$$

V-4-3- Le rendement

C'est le rapport entre la puissance utile P_u et la puissance absorbée par la pompe P_a , noté η .

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} \quad (V-4)$$

V-5- Les courbes caractéristiques des pompes centrifuges

Les courbes qui caractérisent les pompes centrifuges et qui expriment leurs performances, pour une vitesse de rotation donnée, sont représentées dans la figure (V-1) comme suit [4]:

➤ **La courbe hauteur-débit « $H=f(Q)$ »**

Elle exprime les variations des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit ;

➤ **La courbe rendement-débit « $\eta=f(Q)$ »**

Cette courbe exprime la variation du rendement en fonction du débit ;

➤ **La courbe des puissances absorbées-débit « $P_a=f(Q)$ »**

Elle représente la variation des puissances absorbées en fonction des débits.

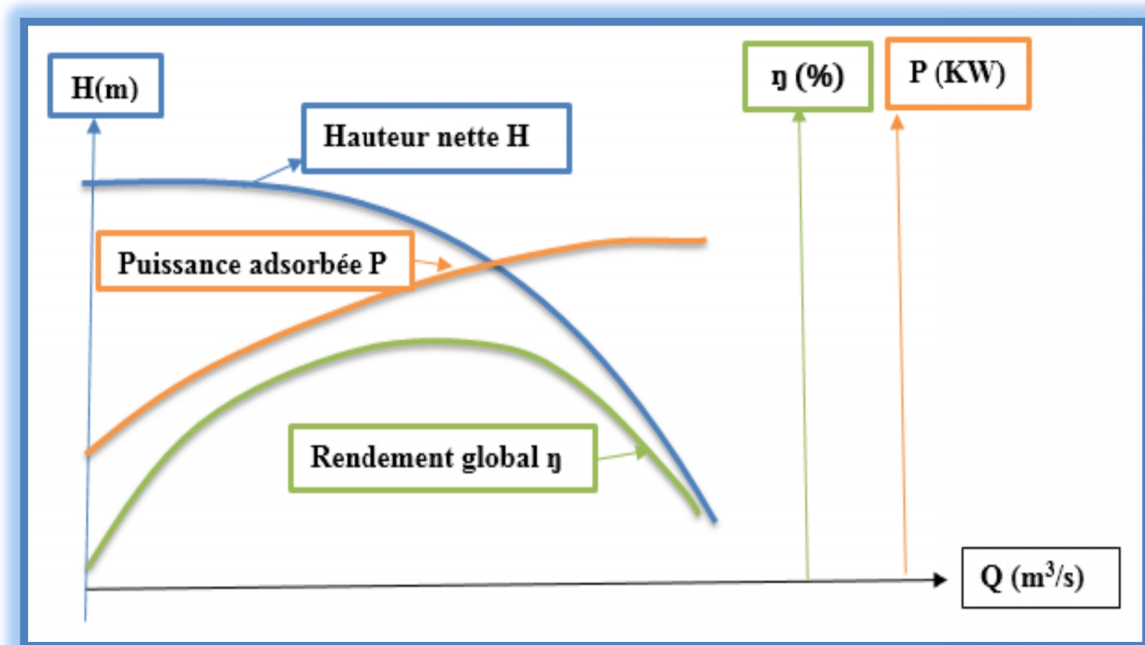


Figure (V-1) : Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge

V-6- Le point de fonctionnement d'une pompe

Le point de fonctionnement d'une pompe est l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$, et la courbe caractéristique de la pompe $H_p = f(Q)$. Comme elle le représente la figure (V-2) ci-après [3] :

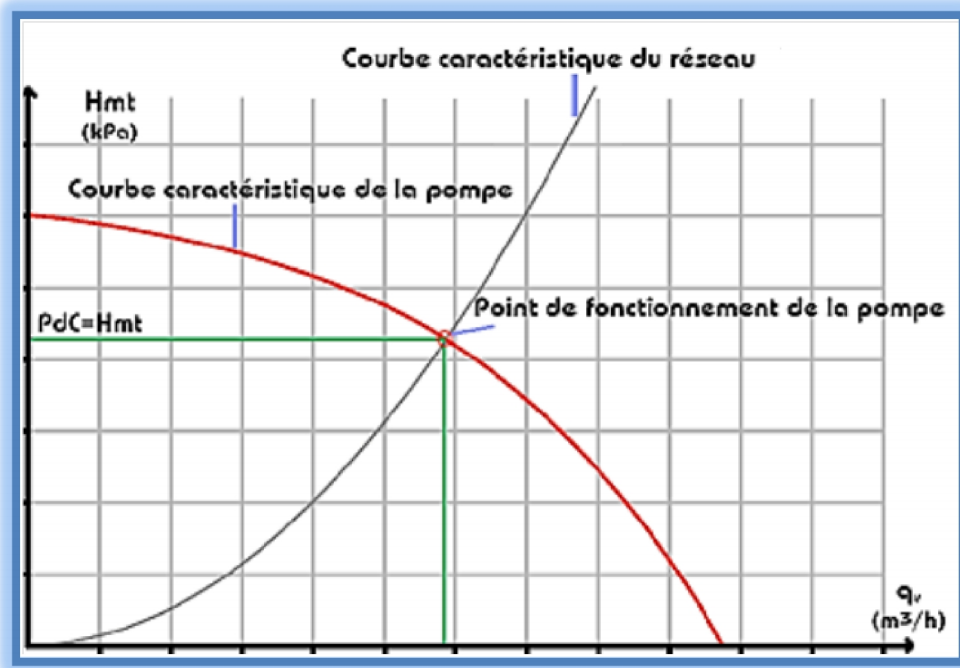


Figure (V-2) : Point de fonctionnement d'une pompe centrifuge

V-6-1- Recherche de la réalisation du point de fonctionnement d'une pompe

- ❖ La courbe caractéristique de la conduite $H_c = f(Q)$ est [3] :

$$H_c = H_g + RQ^2 \quad (V-5)$$

Avec :

- H_c : La hauteur manométrique totale en m ;
- H_g : La hauteur géométrique en m ;
- R : Le coefficient qui caractérise la résistance de la conduite il est déterminé comme suit :

$$R = (8 \times \lambda \times L) / (g \times \pi^2 \times D^5) \quad (V-5)$$

- RQ^2 : La valeur de la perte de charge au point désiré.

Lorsque le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré de coordonnées (H et Q) déjà définis, on doit apporter des modifications pour adopter la pompe aux conditions de travail voulu. En modifiant un des paramètres de fonctionnement de la pompe, on peut avoir le point de fonctionnement désiré, d'où l'intérêt des lois de similitudes. Quatre cas se présentent généralement :

V-6-1-1- Première variante : « modification du temps de pompage »

Dans cette variante, on garde le point de fonctionnement P et on va chercher le nouveau temps de pompage pour avoir le volume journalier désiré. Dans notre cas, le temps de pompage est $T_1 = 20$ h, le volume entrant au réservoir est donné par la formule ci-dessous :

$$V = T_1 \times Q_1 \text{ (m}^3\text{)} \quad (V-6)$$

Ce même volume sera obtenu par le refoulement d'un débit (Q_2) pendant un temps (T_2). Donc on peut écrire :

$$Q_1 \times T_1 = Q_2 \times T_2 \quad (V-7)$$

Donc le nouveau temps de pompage (T_2) sera :

$$T_2 = (Q_1 \times T_1) / Q_2 \quad (V-8)$$

V-6-1-2- Deuxième variante «Vannage ou création des pertes de charge »

Afin d'obtenir le point de fonctionnement désiré, nous procédons au changement de la caractéristique du réseau, c'est-à-dire, création des pertes de charge par vannage au refoulement jusqu'à ce que le point de fonctionnement soit celui désiré.

Les inconvénients de cette variante est qu'elle engendre des frais d'exploitation supplémentaires, ainsi que la diminution du rendement de la pompe.

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (V-9)$$

$$H' = H_1 + h \quad (V-10)$$

Avec:

- h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m)
- H' : La distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m) ;
- η : Le rendement ;
- H_1 : La hauteur manométrique totale du point désiré.

V-6-1-3- Troisième variante : « Rognage de la roue »

Le rognage de la roue consiste à la réduction du diamètre de celle-ci tout en gardant la même vitesse de rotation, ce qui est difficile à réaliser car elle nécessite une grande précision, et cela dans le but de ramener le point de fonctionnement au point désiré.

Le coefficient de rognage est déterminé par la formule suivante :

$$m = \frac{D_1}{D_2} = \left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)^{0,5} = \left(\frac{H_1}{H_2}\right)^{0,5} \quad (V-11)$$

Avec :

- m : Coefficient de rognage ;
- D_1 : Diamètre de la roue avant rognage ;
- D_2 : Diamètre de la roue après rognage.

Donc, le nouveau diamètre (D_2) sera :

$$D_2 = \frac{D_1}{m} \quad (V-11)$$

Par conséquent, le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r = 1 - m (\%) \quad (V-12)$$

V-6-1-4- Quatrième variante : « Variation de la vitesse de rotation »

C'est une méthode qui fait varier la vitesse de rotation, la diminution de celle-ci entraîne la diminution du débit et par la même occasion la diminution de la puissance absorbée. On cherche alors la vitesse N' , donc on trace une parabole d'équation $H = a \times Q^2$ passant par l'origine et par le point P_1 et coupe la courbe caractéristique de la pompe au point homologue $P_3 (Q_3, H_3)$.

$$N' = N \times \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right) \text{ (tr/min)} \quad (\text{V-13})$$

V-7- Couplage des pompes

Le couplage des pompes, doit s'effectuer de la manière la plus économique possible en tenant compte des contraintes techniques. On distingue deux modes de couplage :

- Le couplage en série ;
- Le couplage en parallèle.

V-7-1- Le couplage en série

Dans ce cas, les pompes sont placées sur la même conduite l'une après l'autre, ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes pour un même débit qui les traversent (Figure (V-3)).

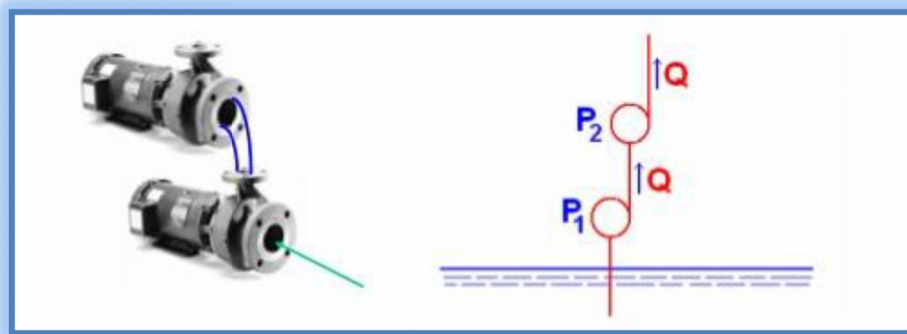


Figure (V-3) : Couplage en série d'une pompe centrifuge

V-7-2- Couplage en parallèle

Ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes avec une même hauteur d'élévation (Figure (V-4)).

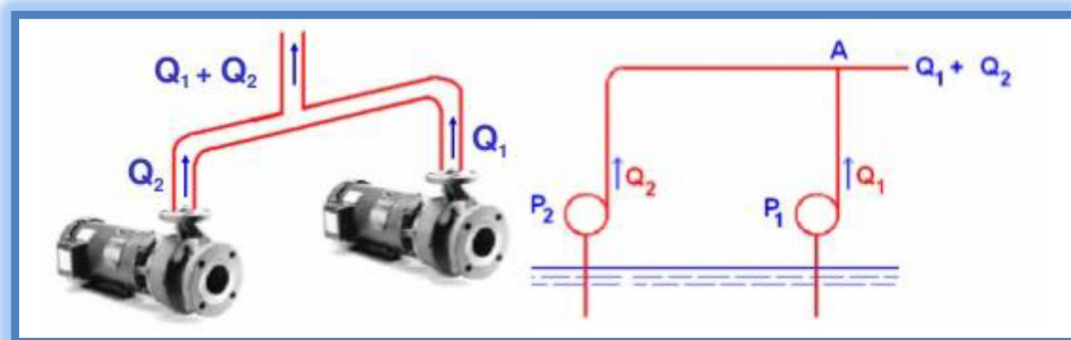


Figure (V-4) : Couplage en parallèle d'une pompe centrifuge

V-8- 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 dans la zone de faibles pressions à l'entrée de la roue d'une pompe, qui sont alors dépressurisées par les aubes et implosent brusquement près des parois causant une chute des caractéristiques hydrauliques (le rendement, la hauteur manométrique), des instabilités, des vibrations et une forte érosion du métal au niveau de la pompe

Pour éviter tout phénomène de cavitation, la charge minimale disponible à l'aspiration ($NPSH_d$) doit être supérieure à la charge nette minimale à l'aspiration ($NPSH_r$) donnée par le constructeur, ($NPSH_d > NPSH_r$).

❖ Pour l'aspiration en charge

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} + (H_a - J_{asp} - h_v) \quad (V-14)$$

Le schéma de la figure (IV-5) ci-dessous représente une installation d'une pompe en charge, c'est-à-dire le plan d'aspiration situé en bas du plan d'eau.

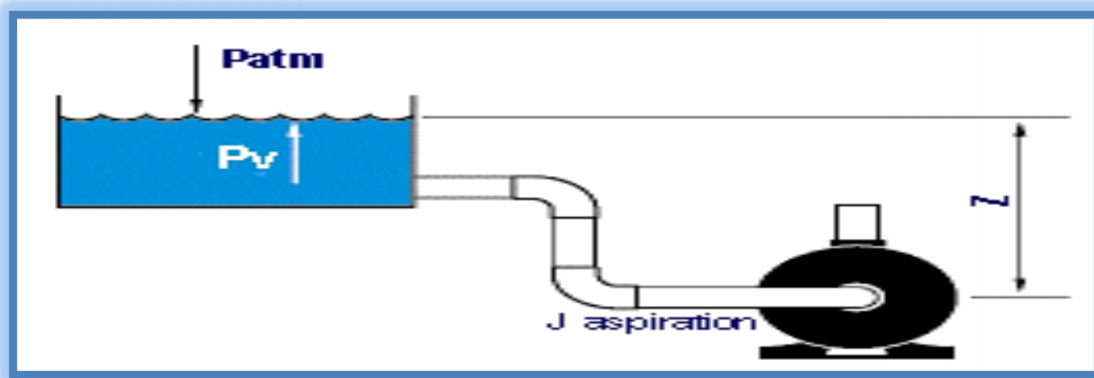


Figure (V-5) : Cas d'aspiration en charge

❖ Pour l'aspiration en dépression

$$NPSH_d = \frac{P_0}{\varpi} - (H_a + J_{asp} + h_v) \quad (V-15)$$

Avec:

- H_a : Hauteur d'aspiration en (m);
- J_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration en (m);
- ϖ : Pression en mètre colonne d'eau (m.c.e) au point d'aspiration ;
- h_v : Tension de vapeur maximale que l'eau peut supporter à une température donnée dans le tableau (V-1) suivant :

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

T°C	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	4,10	4,80	10,30

La figure (V-6) ci-dessous représente une installation d'une pompe en dépression, c'est-à-dire le plan d'aspiration situé au-dessus du plan d'eau

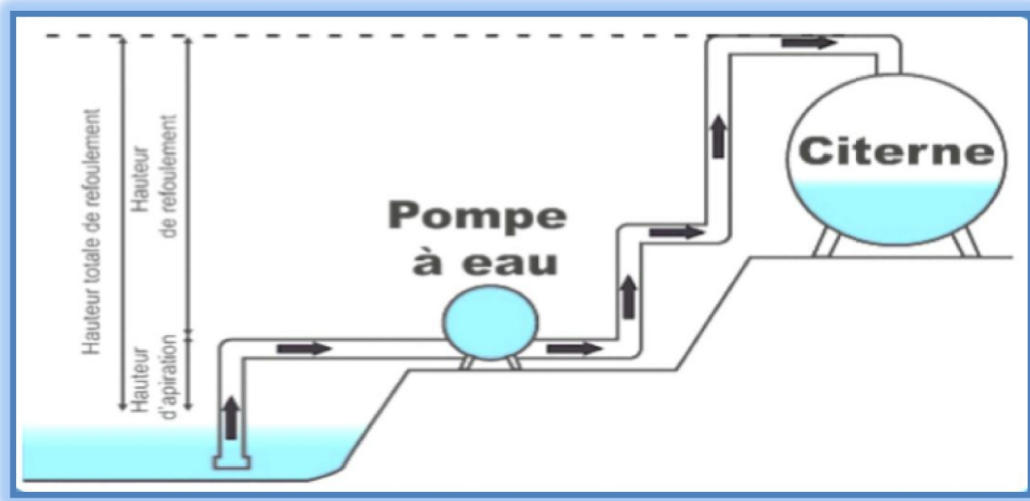


Figure (V-6) : Cas d'aspiration en dépression .

Le schéma de la figure (V-7) ci-après représente des illustrations du phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge.



Figure (V-7) : Le phénomène de cavitation sur des aubes de pompe centrifuge.

V-9- Choix des pompes du projet

V-9-1- Station des forages

Ici, on dispose de sept pompes en parallèle qui sont reliées entre elles par des conduites de longueurs différentes. Pour trouver le point de fonctionnement de l'ensemble des pompes, il faut procéder comme suit :

- Tracer la courbe caractéristique de chaque pompe sur le même graphe, qui sont ($H_p(F1)$, $H_p(F2)$,...) ;
- Les pompes débitent en parallèle dans la conduite, donc les débits s'ajoutent pour une même hauteur et en appliquant ce principe on trace la caractéristique de l'ensemble des pompes ;
- On trace aussi la caractéristique du réseau H_c de l'ensemble des conduites.

On obtient le point de fonctionnement qui est l'intersection entre H_c et H_p comme le montre la figure (V- 8) suivante :

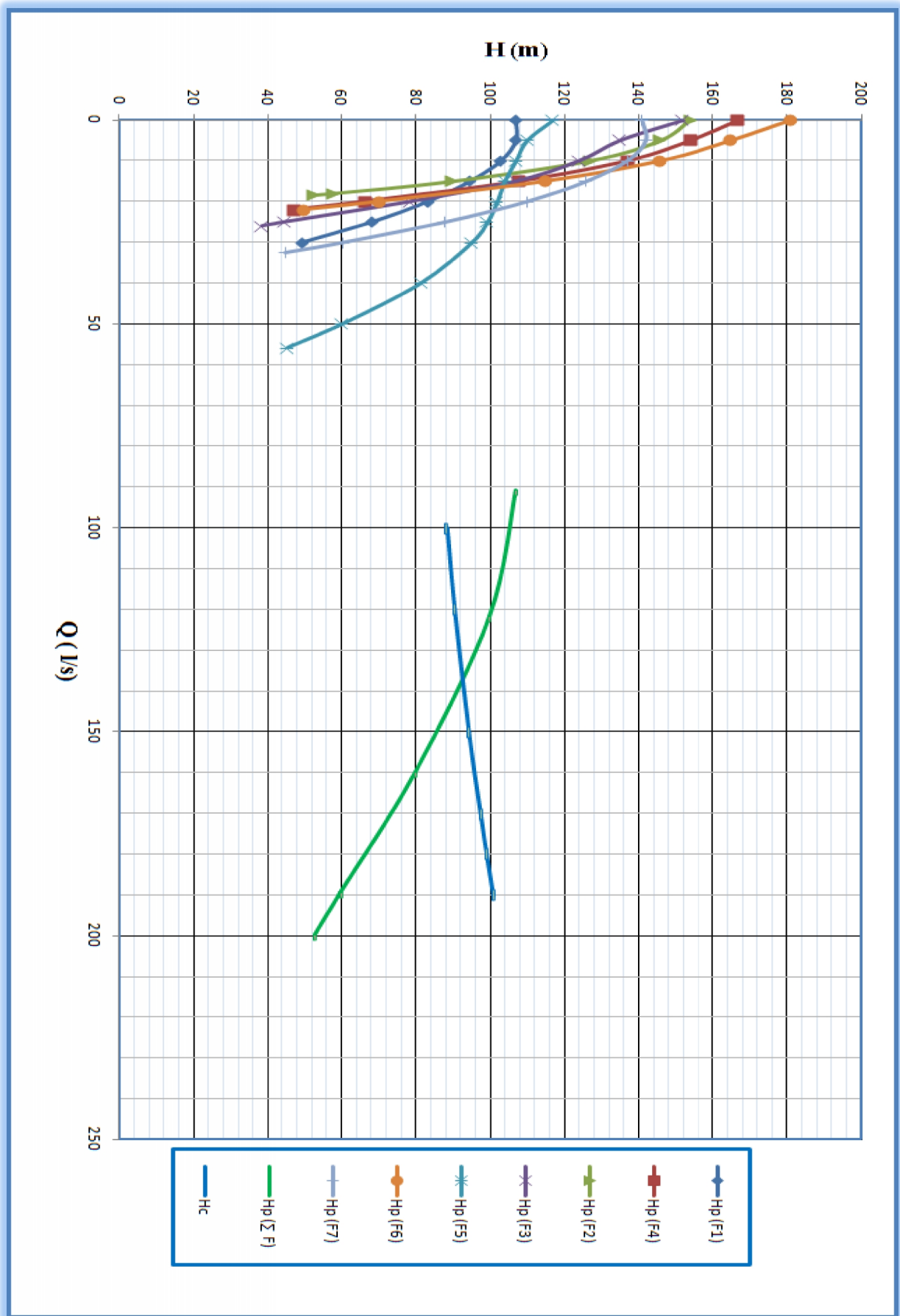


Figure (V-8) : Couplage des pompes des forages avec le réseau

V-9-1-1- Forage F1

Caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 0,01832 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 78,98 \text{ m}$;
- Les pertes de charge : $H_t = 8,4766 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 87,4566 \text{ m}$.

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type (E8S55-6/5A + MCH635) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (5))

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 74,4 \%$;
- $P_a = 21,4 \text{ Kw}$;
- $NPSH_r = 2,56 \text{ m}$;
- Le point de fonctionnement P (18.32 l/s , $87,4566 \text{ m}$) ;
- Le point désiré P1 (18.32 l/s , $87,4566 \text{ m}$) .

La courbe caractéristique de la pompe (Hp (F1)-SR) est présentée dans la figure (V-9) ci-dessous :

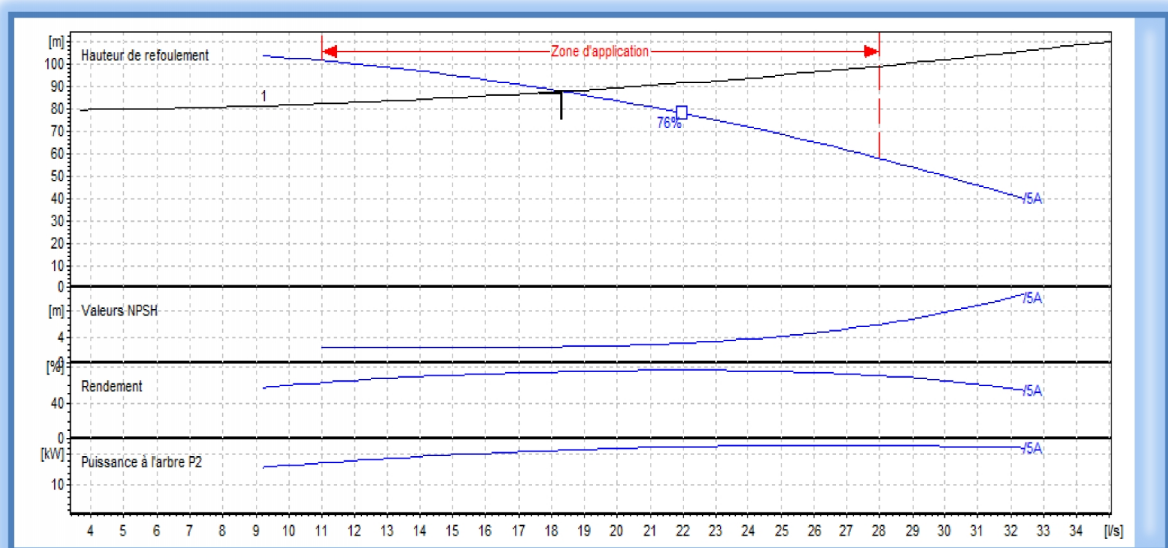


Figure (V-9) : Les courbes caractéristiques de la pompe F1

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

V-9-1-2- Forage F4

Caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 0,014 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 106,3 \text{ m}$;
- Les pertes de charge : $H_t = 9,451 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 115,7510 \text{ m}$.

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type (E6S64/12A + MCH630) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (6))

- $N = 2900$ tr/min ;
- $\eta = 75,9\%$;
- $P_a = 20,8$ Kw ;
- $NPSH_r = 3,99$ m .
- Le point de fonctionnement P (14 l/s; 115,751m)
- Le point désiré P2 (14 l/s; 115,751m)

La courbe caractéristique de la pompe (Hp (F4)-SR) est présentée dans la figure (V-10) ci-dessous :



Figure (V-10) : Les courbes caractéristiques de la pompe F4

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

V-9-1-3- Forage F2

Caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 0,014$ m³/s ;
- La hauteur géométrique : $H_g = 90,1$ m ;
- Les pertes de charge : $H_t = 9,4108$ m ;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 99,5108$ m.

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type (E6S55/10A + MCH630) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (7))

- $N = 2900$ tr/min ;
- $\eta = 72\%$;
- $P_a = 18,9$ Kw ;
- $NPSH_r = 4,56$ m ;
- Le point de fonctionnement P (14 l/s; 99,5108 m) ;
- Le point désiré P2 (14 l/s; 99,5108 m).

La courbe caractéristique de la pompe (Hp (F2)-SR) est présentée dans la figure (V-11) suivante :

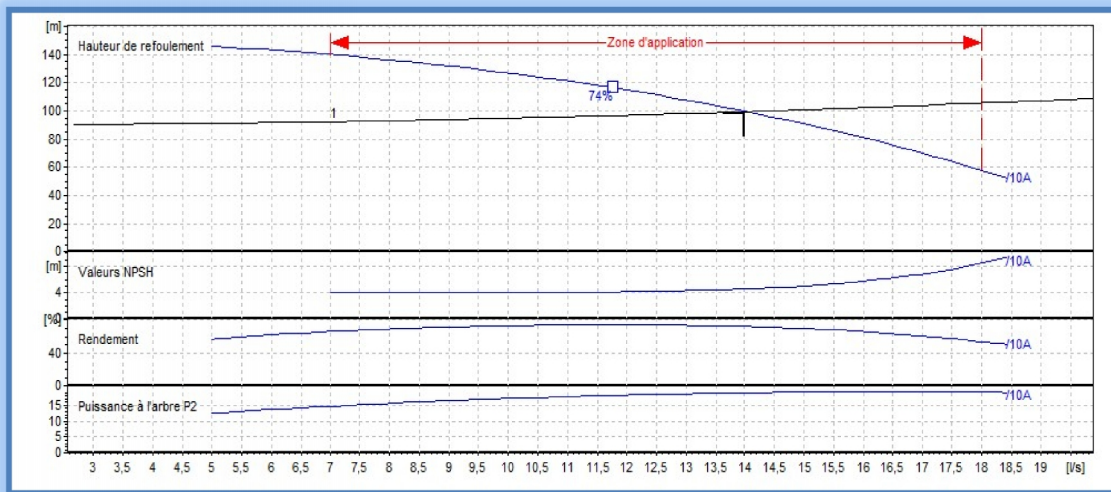


Figure (V-11) : Les courbes caractéristiques de la pompe F2

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

V-9-1-4- Forage F3

Caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 0,016 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 91,2 \text{ m}$;
- Les pertes de charge : $H_t = 11,0972 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 102,2972 \text{ m}$.

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type (E8S50/7A + MCH630) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (8))

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 75,4 \%$;
- $P_a = 21,1 \text{ Kw}$;
- $NPSH_r = 2,85 \text{ m}$;
- Le point de fonctionnement P ($0,016 \text{ l/s}$; $102,2972 \text{ m}$) ;
- Le point désiré P2 ($0,016 \text{ l/s}$; $102,2972 \text{ m}$).

La courbe caractéristique de la pompe (H_p (F3)-SR) est présentée dans la figure (V-12) ci-dessous :

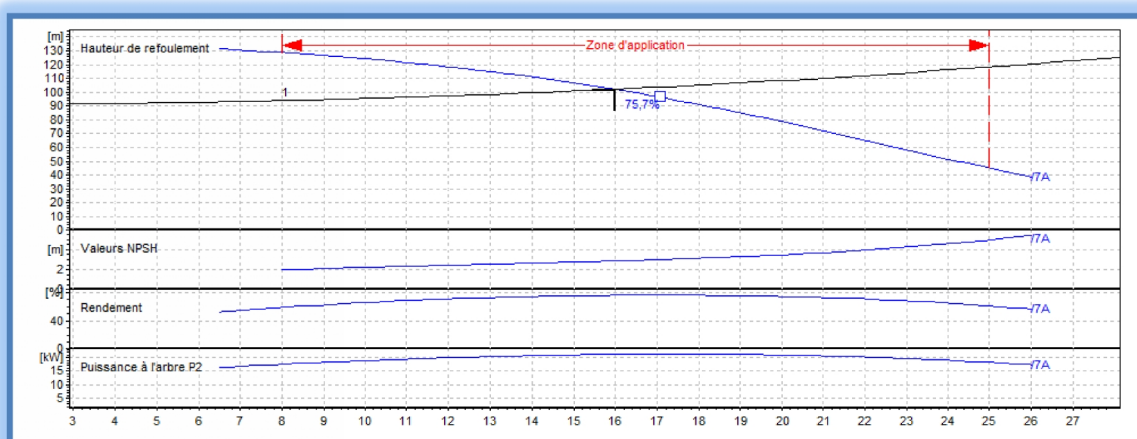


Figure (V-12) : Les courbes caractéristiques de la pompe F3

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

V-9-1-5- Forage F5

Caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 0,032 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 78,98 \text{ m}$;
- Les pertes de charge : $H_t = 11,6096 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 90,5896 \text{ m}$.

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type (P9C/6/30/5F) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (9))

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 74,2 \%$;
- $P_a = 41,3 \text{ Kw}$;
- $NPSH_r = 4,45 \text{ m}$;
- Le point de fonctionnement P ($33,3 \text{ l/s}$; $91,5\text{m}$) ;
- Le point désiré P2 (32 l/s ; $90,5896 \text{ m}$).

La courbe caractéristique de la pompe (H_p (F5)-SR) est présentée dans la figure (V-13) ci-dessous :

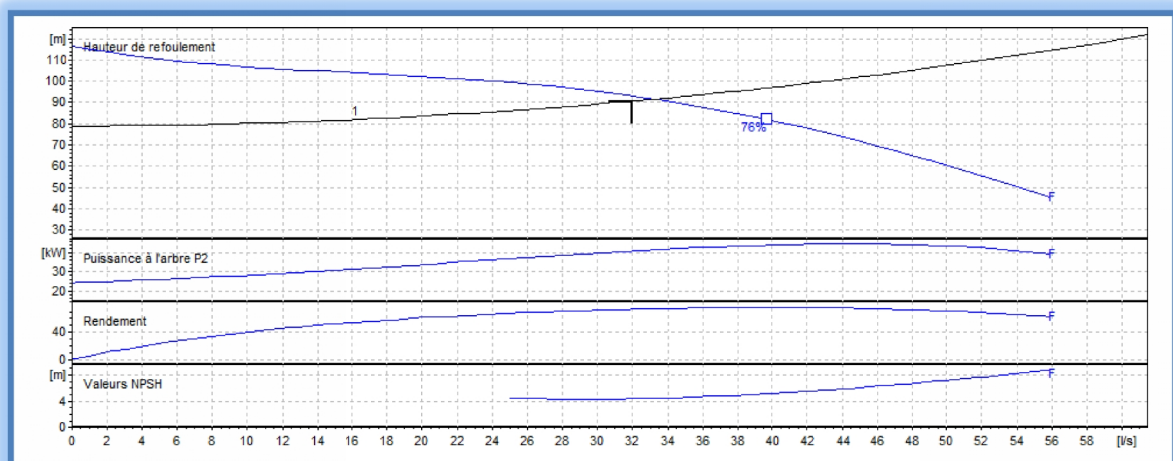


Figure (V-13) : Les courbes caractéristiques de la pompe F5

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, d'où, nous allons le réaliser.

❖ Réalisation du point de fonctionnement

a) 1^{ère} variante : Réduction du temps de pompage

Afin d'adapter la pompe à la condition de travail, il y a lieu de varier le temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2$$

D'où :

$$T_2 = 20 \times \frac{32}{33,3} = 19,2 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} = \frac{9,81 \times 91,5 \times 0,0333}{0,742}$$

D'où : $P_a = 40,28 \text{ Kw}$.

b) 2^{ème} variante : Le vannage

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 93,1 - 90,5896 = 2,51 \text{ m.}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 93,1 \times 0,032}{0,742}$$

D'où : $P_a = 39,39 \text{ Kw}$.

c) 3^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (Tr/min)}$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = a_e \times Q^2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$a_e = 90,5896 / 32^2 = 0,0885$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau (V-2) et la figure (V-14) ci-dessous :

Tableau (V-2) : Les points de la courbe caractéristique

Q	0	10	20	30	40	50
Hp	117	107	102	95,2	81,4	60,3
$H = a_e \times Q^2$	0	8,8	35,4	79,6	141,5	221,2

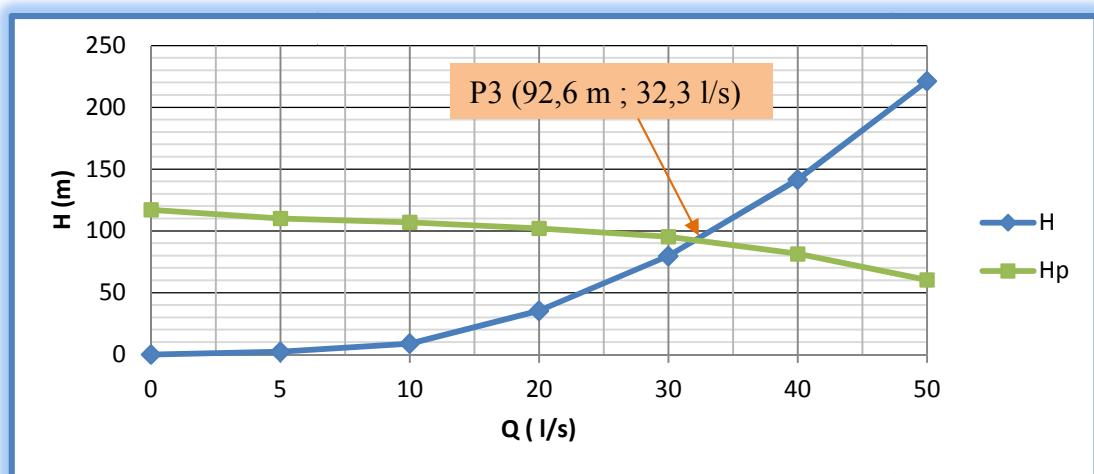


Figure (V-14) : La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe F5

❖ *Calcul de la nouvelle vitesse de rotation*

$$N' = 2900 \times \frac{32}{32.3} = 2873 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera donc :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.032 \times 90,5896}{0.742}$$

D'où : **Pa = 38,33 Kw.**

Notre choix se portera sur la troisième variante qui présente une puissance minimale.

V-9-1-6- Forage F6

Caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 85,8 \text{ m}$;
- Les pertes de charge : $H_t = 12,5008 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 98,3008 \text{ m}$.

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type (E6S64/13A + MCH635) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (10))

- $N = 2900 \text{ tr/ min}$;
- $\eta = 73,8 \%$;
- $P_a = 22,2 \text{ Kw}$;
- $NPSH_r = 4,06 \text{ m}$;
- Le point désiré P2 ($0,017 \text{ l/s}$; $98,3008 \text{ m}$) ;
- Le point de fonctionnement P ($0,017 \text{ l/s}$; $98,3008 \text{ m}$).

La courbe caractéristique de la pompe (H_p (F6)-SR) est présentée dans la figure (V-15) suivant :

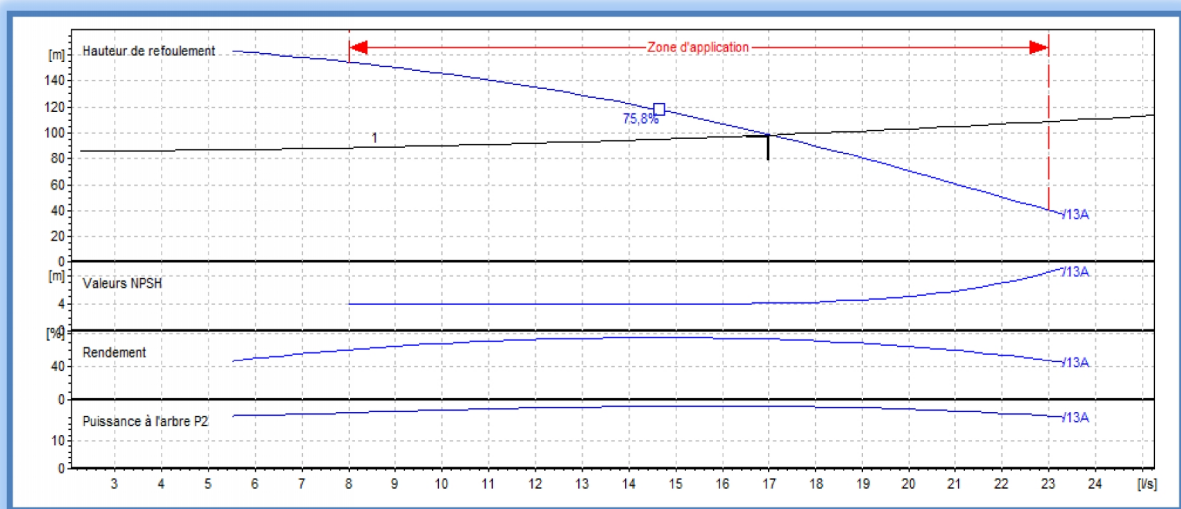


Figure (V-15) : Les courbes caractéristiques de la pompe F6

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

V-9-1-7- Forage F7

Caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 0,020 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 96,3 \text{ m}$;
- Les pertes de charge : $H_t = 13,1810 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 109,4810 \text{ m}$.

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour un groupe électropompe immergé de type (P8F/4/24/6B) dont les caractéristiques sont les suivantes (Annexe (11))

- $N = 2900 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 73,9 \%$;
- $P_a = 29,4 \text{ Kw}$;
- $NPSH_r = 4,41 \text{ m}$;
- Le point désiré P2 ($0,020 \text{ l/s}$; $109,4810 \text{ m}$) ;
- Le point de fonctionnement P ($0,020 \text{ l/s}$; $109,4810 \text{ m}$).

La courbe caractéristique de la pompe (Hp (F7)-SR) est présentée dans la figure (V-16) suivant :

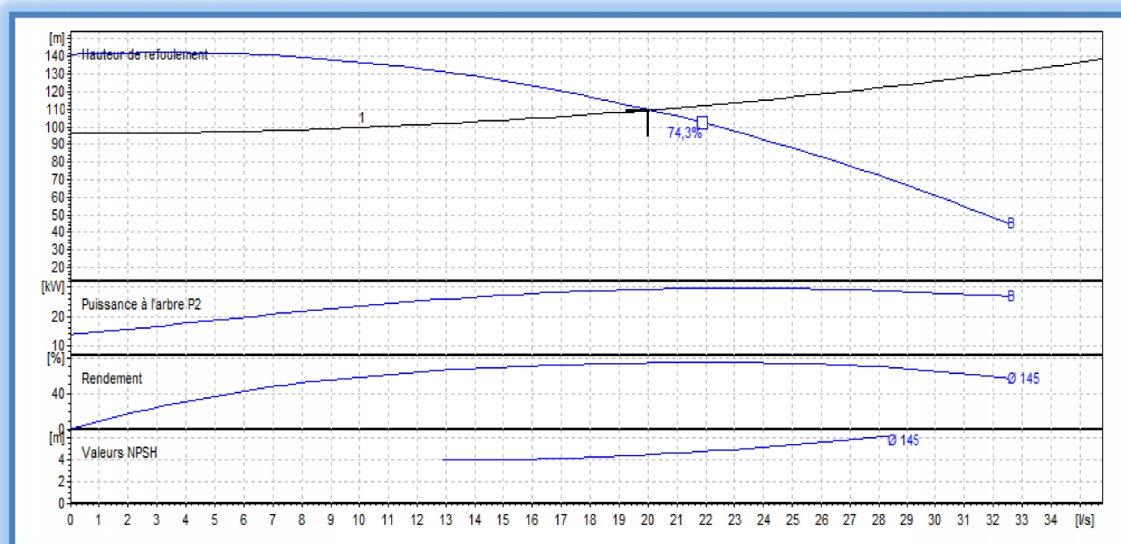


Figure (V-16) : Les courbes caractéristiques de la pompe F7

Le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

❖ **Vérification de la cavitation**

Par mesure de sécurité, les pompes immergées sont toujours placées à 0,5 m au dessous du niveau dynamique, donc la non cavitation est vérifiée.

V-9-2- SR-R

Caractéristiques du tronçon :

- Le débit véhiculé : $Q = 131.32 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La hauteur géométrique : $H_g = 64,5 \text{ m}$;
- Les pertes de charge : $H_t = 3,4002 \text{ m}$;
- La hauteur manométrique totale : $H_{mt} = 67,9002 \text{ m}$.

D'après le catalogue des pompes CAPRARI, on opte pour une pompe à axe horizontal multicellulaires de type (PM 125/ 4 C) dont ces caractéristiques sont les suivantes (Annexe (12)) :

- $N = 1450 \text{ tr/min}$;
- $\eta = 74 \%$;
- $P_a = 119 \text{ Kw}$;
- $NPSH_r = 2,18 \text{ m}$;
- Le point de fonctionnement P (133 l/s ; 68 m) ;
- Le point désiré P2 ($131,32 \text{ l/s}$; $67,9002 \text{ m}$).

La courbe caractéristique de la pompe (SR-R) est présentée dans la figure (V-17) ci-après :

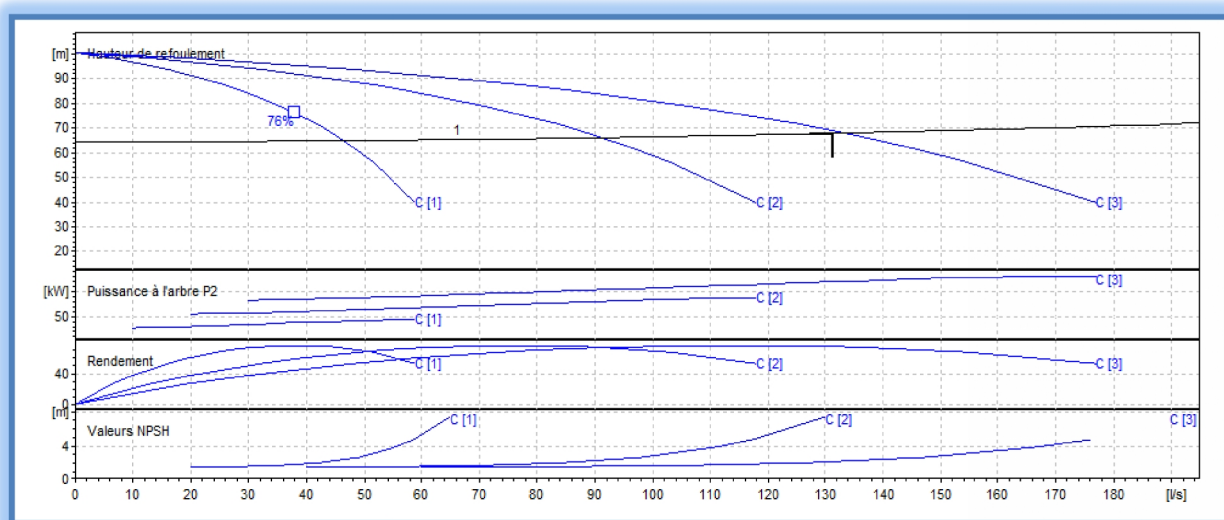


Figure (V-17) : Les courbes caractéristiques de la pompe SR

Le point de fonctionnement ne coïncide pas avec le point désiré, d'où, nous allons le réaliser.

❖ Réalisation du point de fonctionnement

a) 1^{ère} variante : Réduction du temps de pompage

Afin d'adapter la pompe à la condition de travail, il y a lieu de varier le temps de pompage, et le nouveau temps de pompage sera :

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2$$

$$D'où : \quad T_2 = 20 \times \frac{131,32}{133} = 19,75 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P_a = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} = \frac{9,81 \times 68 \times 0,133}{0,74}$$

D'où : $P_a = 119,89 \text{ Kw}$.

b) 2^{ème} variante : Le vannage

La perte de charge créée par la vanne d'étouffement égale à :

$$h = H' - H_1 = 68,9 - 67,9 = 1 \text{ m.}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P_a = \frac{g \times H' \times Q_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 68,9 \times 0,13132}{0,74}$$

D'où : $P_a = 119,95 \text{ Kw}$

c) 3^{ème} variante : Variation de la vitesse de rotation

La nouvelle vitesse de rotation de la pompe s'écrit comme suit :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \text{ (Tr/min)}$$

L'équation de la courbe iso-rendement s'écrit :

$$H = \alpha_e \times Q^2 = \frac{H_1}{Q_1^2} \times Q^2$$

$$\alpha_e = 67,9002 / 131,32^2 = 0,0039$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau (V-3) et la figure (V-18) ci-dessous :

Tableau (V-3) : Les points de la courbe caractéristique

Q	100	110	120	130	140	150
Hp	81	77,6	73,8	69,4	64,5	59
$H = \alpha_e \times Q^2$	39	47,19	56,16	65,91	76,44	87,75

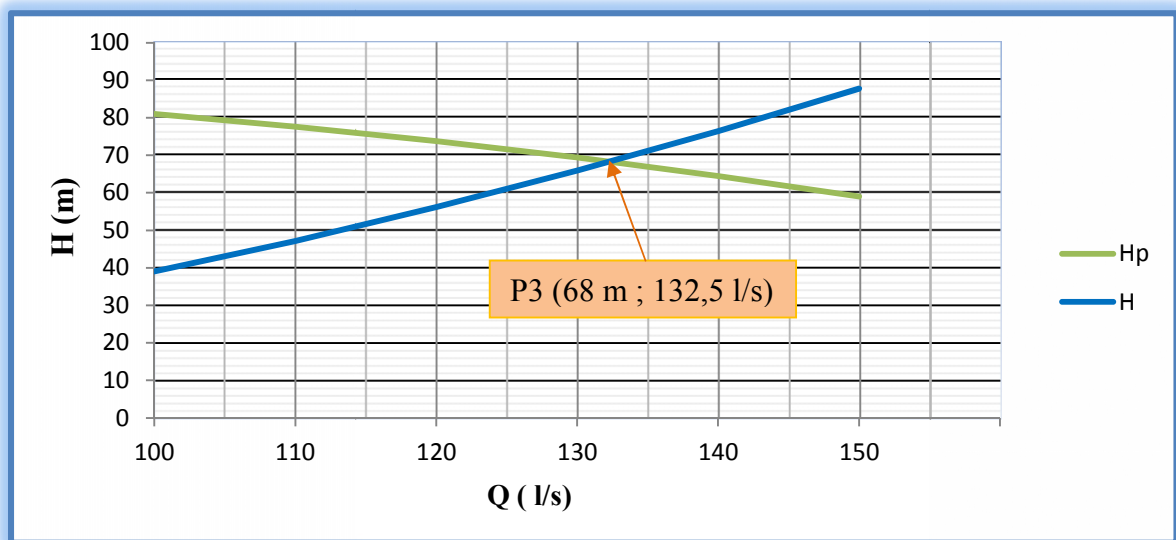


Figure (V-18) : La caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe SR

❖ *Calcul de la nouvelle vitesse de rotation*

$$N' = 1450 \times \frac{131,32}{132,5} = 1437 \text{ tr/min}$$

La puissance absorbée sera donc :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9,81 \times 0,13132 \times 67,9002}{0,74}$$

D'où : **Pa = 118,21 Kw.**

Notre choix se portera sur la troisième variante qui présente une puissance minimale.

❖ *Vérification de la cavitation*

- La cote du plan d'aspiration : $C_a = 93,7 \text{ m}$;
- La cote de l'axe de la pompe : $C_p = 92,50 \text{ m}$;
- Hauteur géométrique d'aspiration $H_a = C_a - C_p = 1,2 \text{ m}$;
- Perte de charge d'aspiration : $J_a = 0$ (négligeable) ;
- $NPSH_r = 2,18 \text{ m}$.

$H_a > 0$, d'où : la pompe est montée en charge.

- Calcul de la pression à la côte d'aspiration

$$\frac{P_0}{\varpi} = 10,33 - 0,0016 \times 93,7 = 10,18 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10,18 + (1,2 - 0,24) = 11,14 \text{ m}$$

On a : **$NPSH_d > NPSH_r$**

Donc la pompe ne cavite pas.

V-10- Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons déterminé les pompes donnant le meilleur rendement à l'aide du catalogue CAPRARI, suite aux calculs des hauteurs manométriques totales et des débits désirés, nous avons opté pour un groupe électropompe immergé pour les forages choisies précédemment, et de 3 pompes multicellulaire à axe horizontal identique en parallèle de type (PM 125/ 4 C) pour la station de reprise.

Pour assurer la continuité d'approvisionnement, il est utile de prévoir une pompe de secours en plus en cas de panne et nous avons terminé par une vérification de la non cavitation.

Chapitre VI :

Protection des conduites contre le coup de bélier

VI- Protection contre le coup de bélier

VI-1- Introduction

Les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, sont soumises au risque lié au phénomène du coup de bélier résultant d'un écoulement non permanent dans les conduites. Ces changements des régimes, plus ou moins rapides ou brusques qui se manifestent sous forme d'ondes de surpressions et de dépressions provoqué par le phénomène du coup de bélier peuvent causer la rupture de la canalisation. C'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection pour limiter ses effets.

VI-2- Phénomène du coup de bélier

VI-2-1- Définition

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire, est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites par un changement entre deux régimes d'écoulements. D'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient, en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité d'onde. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite [8].

VI-2-2- Causes du coup de bélier

Les principales causes de ce phénomène sont les suivantes [4] :

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

VI-2-3- Moyens de protection contre le coup de bélier

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression, c'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection contre ce phénomène [4].

Les dispositifs les plus utilisés sont :

- Les volants d'inertie ;
- Les soupapes de décharge ;
- Les ventouses ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminés d'équilibre.

VI-2-3-1- Les volants d'inertie

Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions, c'est une roue de masse assez importante calé sur l'arbre du groupe. C'est l'un de ces moyens de protection grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, il la restitue

au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier [8].

Ce système est généralement peu ou non utilisable, car :

- 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'accèdent pas quelques centaines de mètres.

VI-2-3-2- Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression qui est légèrement supérieur à (5% environ) de la pression normale. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement obturé en exploitation normal, un orifice placé sur la conduite au point à partager, c'est-à-dire, là où la pression à craindre est maximale, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspondant à la valeur de la surpression admissible [3].

VI-2-3-3- Les ventouses

Leurs rôle principal est l'évacuation de l'air contenue dans la conduite et permet l'admission de ce dernier dedans, lorsque l'on procède à leur vidange ou bien l'apparition de la cavitation en un point haut [3].

VI-2-3-4- Les réservoirs d'air

Un réservoir d'air comprimé est un réservoir fermé appelé aussi ballon d'air et réservoir anti bélier, sa partie supérieure est remplie d'air sous pression et sa partie inférieure a un certain volume d'eau, il utilise la compressibilité de l'air par rapport à l'eau, l'air se détend et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression due au coup de bélier. Lorsque le sens d'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime, cela permet de stocker un volume d'eau.

Les avantages des réservoirs d'air sont [3] :

- Ils représentent des dimensions réduites par rapport aux autres moyens (cheminée d'équilibre) ;
- Ils peuvent être installés parallèlement au sol, cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre ;
- Faciles à chauffer pour éviter les effets du gel (dans les régions froides).

Le principe de fonctionnement du réservoir d'air est représenté dans la figure (VI-1) suivant :

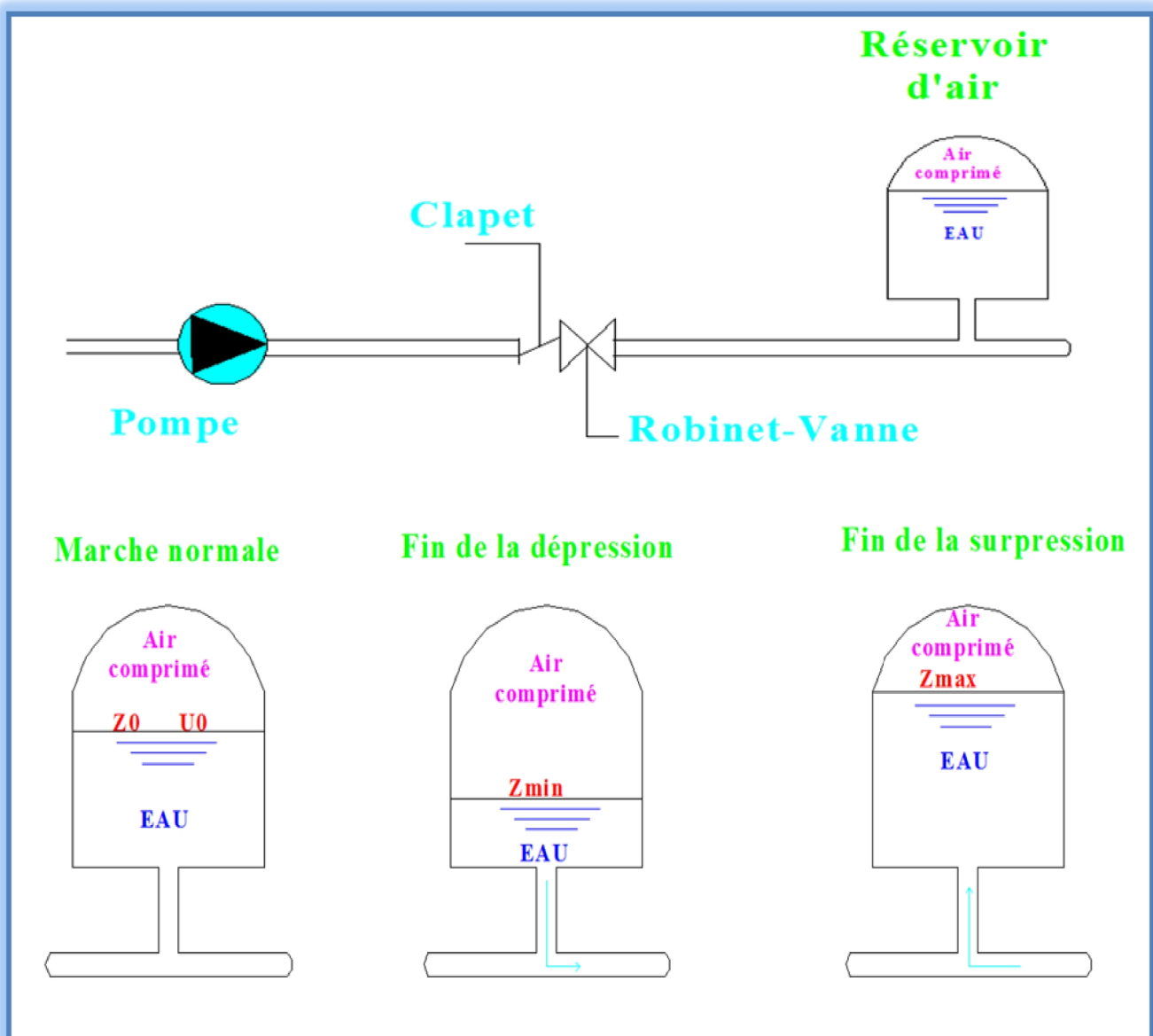


Figure (VI-1) : Le principe de fonctionnement d'un réservoir d'air au cours des phases de surpression et de dépression

VI-2-3-5- Les cheminées d'équilibre

La cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique débouchant à l'air libre et à axe vertical, elle joue le même rôle que le réservoir d'air comprimé mais dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

Les compensations des surpressions et dépressions précédentes sont directement faites avec l'eau du réservoir à surface libre en absorbant ou en fournissant une quantité d'eau.

Les cheminées d'équilibre ont pour avantages :

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

Le schéma de la cheminée d'équilibre est représenté dans la figure (VI-2) ci-après

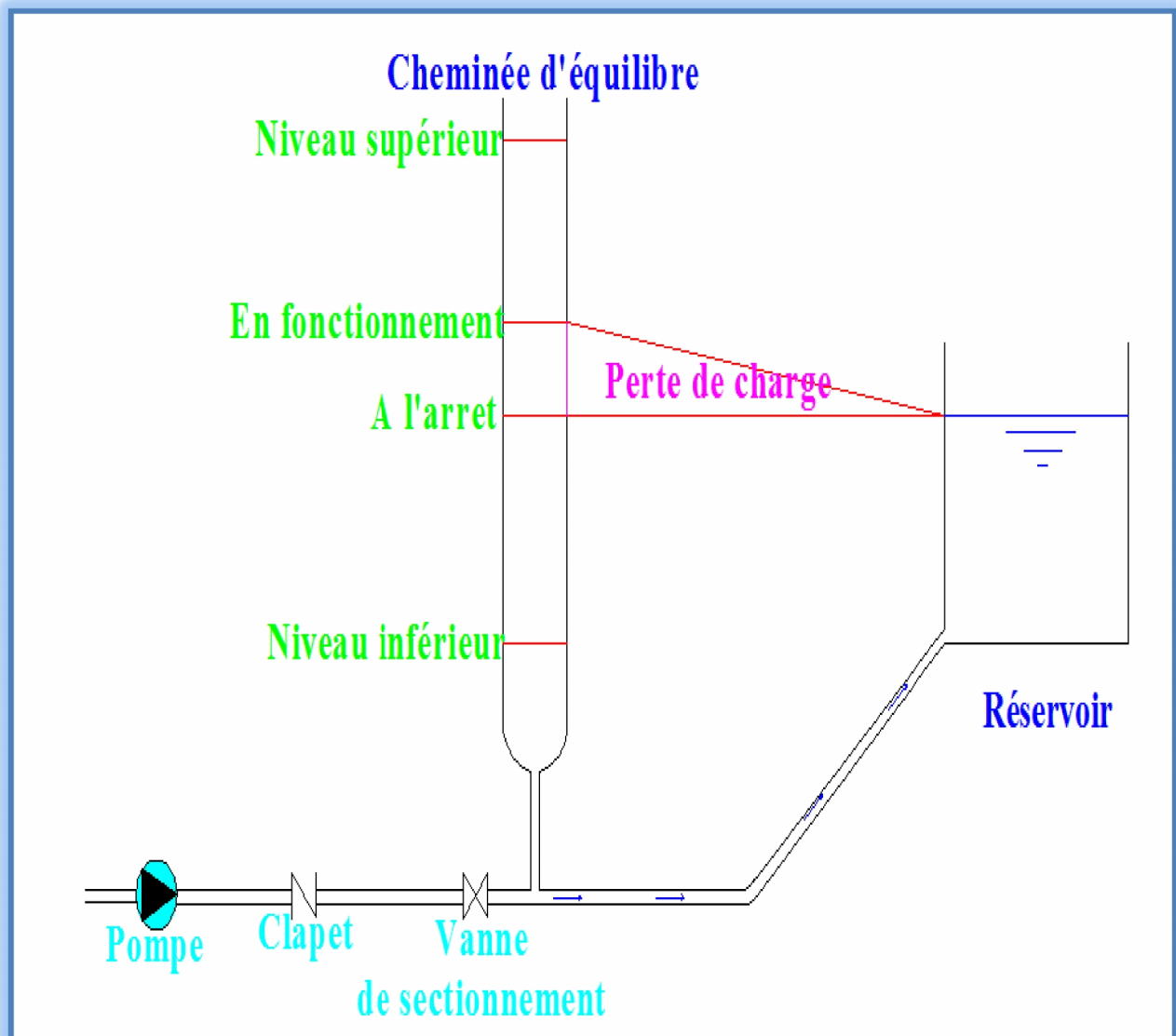


Figure (VI-2) : Le schéma d'une cheminée d'équilibre

VI-3- Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différentes conduites de refoulement et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service [8].

VI-3- 1- Calcul de la célérité d'onde

La célérité des ondes est la vitesse de propagation des ondes, elle est donnée par la formule d'ALLIEVI suivante:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K_c \times D}{e}}} \quad (\text{VI-1})$$

Avec :

- a : La célérité de l'onde en (m/s) ;
- D : Le diamètre intérieur de la conduite en (m) ;
- e : L'épaisseur de la conduite en (m) ;
- K_c : Le coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation est représenté dans le tableau (VII.1) ci-après :

Tableau (VI-1) : Le coefficient K_c des différents matériaux

Matériaux	Acier	Fonte ductile	Fonte grise	PEHD	Plomb et le béton	PVC	Amiante ciment
Valeur de K_c	0,5	0,6	1	83	5	33	4

VI-3- 2- La valeur numérique du coup de bélier

VI-3-2-1- 1^{er} cas : Fermeture brusque

Le cas de fermeture brusque est caractérisé par un temps T, tel que [5] :

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

La valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

- B : Valeur du coup de bélier en (m) ;
- a : Célérité de l'onde en (m/s) ;
- V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initial en (m/s) ;
- g : L'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

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 :

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

Où :

- 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 ;
- 10 : Pression atmosphérique ;
- H_0 : Pression absolue de la conduite.

VI-3-2-2- 2^{ème} cas : Fermeture lente

Le cas de fermeture lente est caractérisé par un temps T , tel que :

$$T > \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{VI-7})$$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD ci-après [5]:

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (\text{VI-8})$$

Remarque

Le coup de bélier est plus important dans le cas d'une fermeture brusque qu'en fermeture lente, c'est pour ça que dans notre étude on considérera le cas le plus défavorable c'est-à-dire la fermeture brusque.

VI-4- Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons, et de vérifier que ces valeurs ne dépassent pas les valeurs de la pression de service en surpression et n'admettent pas des valeurs négatives en dépression.

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons sont mentionnées dans le tableau (VI-1) ci-dessous :

Tableau (VI-2) : Le calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons

Tronçon	D (mm)	L (m)	e (m)	V_0 (m/s)	H_g (m)	H_0 (m)	a (m/s)	B (m)	H_s (m)	H_d (m)	PN (bar)
F1-SR	500	4310	45,4	0,9991	78,98	88,98	350,8	35,7	124,7	53,28	16
F2-SR	500	4310	45,4	0,9991	90,1	100,1	350,8	35,7	135,8	64,4	16
F3-SR	500	4310	45,4	0,9991	91,2	101,2	350,8	35,7	136,9	65,5	16
F4-SR	500	4310	45,4	0,9991	106,3	116,3	350,8	35,7	152	80,6	16
F5-SR	500	4310	45,4	0,9991	78,98	88,98	350,8	35,7	124,7	53,3	16

Tableau (VI-2) : Le calcul de la valeur maximale du coup de bélier pour les différents tronçons (suite et fin)

Tronçon	D (mm)	L (m)	e (m)	Vo (m/s)	Hg (m)	Ho (m)	a (m/s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	PN (bar)
F6-SR	500	4310	45,4	0,9991	85,8	95,8	350,8	35,7	131,5	60,1	16
F7-SR	500	4310	45,4	0,9991	96,3	106,3	350,8	35,7	142	70,6	16
SR-R	500	1600	45,4	0,9991	64,5	74,5	350,8	35,7	110,2	38,8	16

VI-5- Conclusion :

Après avoir étudié le phénomène transitoire du coup de bélier et on interprétant les résultats trouvés dans le tableau (VI-2) ci-dessus, on constate que les valeurs de surpression dans les tronçons [(F1-SR), (F2-SR), (F3-SR), (F4-SR), (F5-SR), (F6-SR) et (F7-SR)] et [(SR-R)] ne dépassant pas les pressions maximales de service, avec des valeurs de dépressions trouvées positives, et après vérification avec le profil en long du tronçon (SR-R) on constate que la ligne de pression minimale est au-dessus la ligne du terrain naturel (Annexe (13)), ce qui ne nécessite pas de dispositif anti-bélier.

Chapitre VII :

Distribution

VII- Distribution

VII-1- Introduction

La distribution est la phase finale d'un projet d'alimentation en eau potable après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit, en pression et une qualité de l'eau répondant aux normes de potabilité.

VII-2- Classification des réseaux de distribution

Les réseaux peuvent être classés comme suit voir (Figure VII-1) [7] :

VII-2-1- Les réseaux ramifiés

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales, Ils présentent l'avantage d'être économique mais leurs inconvénients, c'est que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau.

VII-2-2- Les réseaux maillés

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation.

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées, cela permet l'alimentation en retour. En cas d'incident on peut isoler le tronçon pour des réparations tout en assurant l'alimentation des abonnés en aval

VII-2-3- Le réseau mixte

Un réseau dit mixte (ramifié et maillé), lorsque ce dernier est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillé. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par ramification issues des mailles utilisées dans le centre de cette ville.

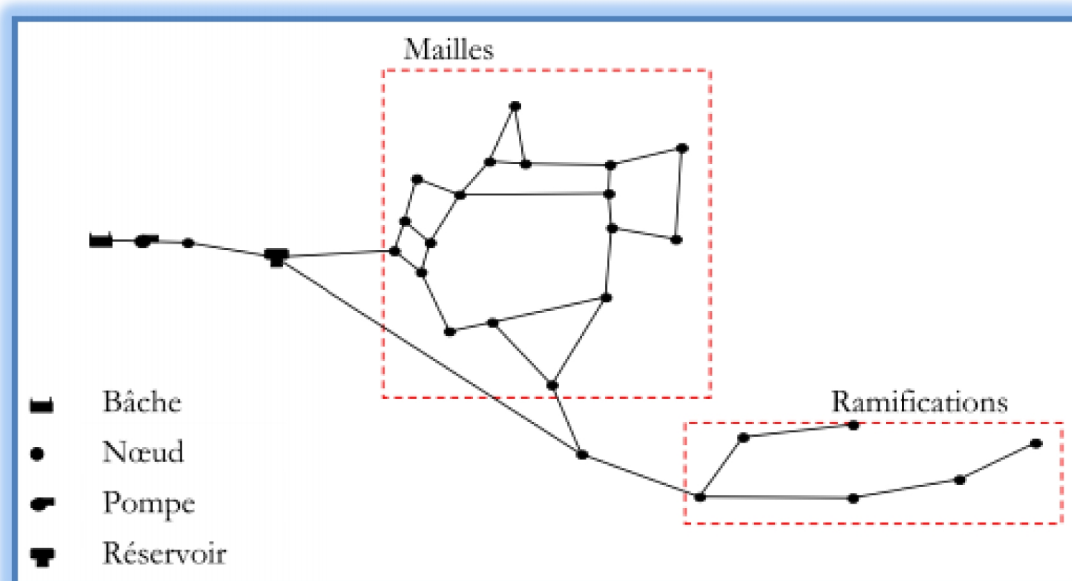


Figure (VII-1) : Représentation schématique d'un réseau d'alimentation en eau potable

VII-3- Choix du tracé

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants [4] :

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine,... etc.) ;
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles, le long des chemins existants (routes, ... etc.) ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

VII-4- Choix du type de matériaux

Pour faire le choix du type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants [3]:

- Le diamètre ;
- La pression de service supportée ;
- Les conditions de pose et de transport ;
- Le prix ;
- La durée de vie ;
- La disponibilité sur le marché.

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD vu les caractéristiques mécaniques et hydrauliques que ce matériau présente, on peut citer :

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50 ans à une température de 20°C) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique et à l'entartrage ;
- Disponibilité sur le marché.

VII-5- Calcul hydraulique du réseau de distribution

La détermination des débits dans un réseau s'effectue de la manière suivante [3] :

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé et celui ramifié ;
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route ;
- On calcul les débits en route pendant l'heure de pointe ;
- Connaissant les débits en route et ceux concentrés, on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds.

VII-5-1- Détermination des débits

VII-5-1-1- Débit de pointe

Le débit de pointe (Q_p) représente la consommation maximale horaire qui est donnée par les résultats obtenus lors de l'établissement des consommations horaires, les heures de pointe sont de (08h à 12h) avec un pourcentage de 6,25 % de la consommation journalière voir (annexe (01)), dans notre cas le débit de pointe est :

$$Q_p = \frac{Q_{m \ j} \times P_m}{100} = \frac{11346,05 \times 6,25}{100} = 709,128 \text{ m}^3/\text{h} \quad (\text{VII-1})$$

$$Q_p = 1 \text{ , } 9 \text{ l/s}$$

Avec :

- Q_p : Débit de pointe (m³/h) ;
- P_m : Pourcentage horaire (%) ;
- $Q_{m,j}$: Consommation maximale journalière (m³/j).

VII-5-1-2- Débit spécifique

Il est défini comme étant le volume d'eau transitant dans un mètre de canalisation pendant une seconde, il se calcule d'après la formule ci-après :

$$Q_s = \frac{Q_p}{\sum L_i} \quad (\text{VII-2})$$

$\sum L_i = 11530 \text{ m}$

$$Q_s = \frac{196,98}{11530} = 0,01708 \text{ (l/s/m)}$$

Avec :

- Q_s : Le débit spécifique (l/s/ml) ;
- $\sum L_i$: Somme des longueurs du réseau en (m).

VI-5-1-3- Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de sa longueur par le débit spécifique, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_s \times L_i \quad (\text{VII-3})$$

Avec :

- Q_r : Débit en route (l/s) ;
- Q_s : Débit spécifique (l/s/ml) ;
- L_i : Longueur du tronçon concerné(m).

VII-5-1-4- Débits aux nœuds

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

$$Q_n = 0,5 \times \sum Q_r + \sum Q_c \quad (\text{VII-4})$$

Avec :

- Q_n : Débit nodal de nœud concerné (l/s) ;
- $\sum Q_r$: Somme des débits en route des tronçons qui entourent le nœud i (l/s) ;
- Q_c : Débit concentré au nœud (i) en (l/s).

VII-6- Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds du chef lieu KEK

Le réseau de distribution du chef lieu Khemis El-Khechna prend une ossature mixte, d'un linéaire total de 11530 m comme représenté dans la figure (VII-2), les débits aux nœuds sont illustrés dans le tableau (VII-1) ci-après :

Tableau (VII-1) : Débits aux nœuds du chef lieu KEK

N° de nœud	N° de tronçon	L (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	N° de nœud	N° de tronçon	L (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
1	1--2	68,99	1,179	2,130	13	13--14	67,16	1,147	
	1--5	50,66	0,865			13--21	171,08	2,923	
	1--3	129,72	2,216		14	14--13	67,16	1,147	3,440
2	2--1	68,99	1,179	14--15		130,06	2,222		
	2--4	129,55	2,213	14--17		34,99	0,598		
	2--6	50,7	0,866	14--20		170,52	2,913		
	2--7	67,23	1,149	15	15--12	67,72	1,157	2,661	
3	3--1	129,72	2,216		15--14	130,06	2,222		
	3--4	67	1,145		15--16	74,97	1,281		
	3--25	169,6	2,897		15--18	38,8	0,663		
4	4--2	129,55	2,213	16	16--11	159,85	2,731	2,006	
	4--3	67	1,145		16--15	74,97	1,281		
	4--8	67,55	1,154	17	17--14	34,99	0,598	2,866	
	4--24	170,2	2,908		17--18	130,2	2,224		
5	5--1	50,66	0,865	18	17--19	170,3	2,909	1,444	
	5--6	68,42	1,169		18--15	38,8	0,663		
6	6--5	68,42	1,169	19	18--17	130,2	2,224	1,762	
	6--2	50,7	0,866		19--17	170,3	2,909		
	6--11	113,84	1,945	19--20	36,02	0,615			
7	7--2	67,23	1,149	20	20--14	170,52	2,913	2,340	
	7--8	112,51	1,922		20--19	36,02	0,615		
	7--9	70,05	1,197		20--21	67,39	1,151		
8	8--4	67,55	1,154	21	21--13	171,08	2,923	2,599	
	8--10	68,16	1,164		21--20	67,39	1,151		
	8--23	186,86	3,192		21--22	65,84	1,125		
9	9--7	70,05	1,197	22	22--10	172,58	2,948	4,165	
	9--10	113,29	1,935		22--21	65,84	1,125		
	9--11	60,7	1,037		22--23	68,75	1,175		
	9--12	66,16	1,130		22--56	180,43	3,082		
10	10--8	68,16	1,164	23	23--8	186,86	3,192	2,772	
	10--9	113,29	1,935		23--22	68,75	1,175		
	10--13	66,33	1,133		23--24	68,9	1,177		
	10--22	172,58	2,948	24	24--4	170,2	2,908	2,611	
11	11--6	113,84	1,945		24--23	68,9	1,177		
	11--9	60,7	1,037	24--25	66,54	1,137			
	11--16	159,85	2,731	25	25--3	169,6	2,897	3,543	
12	12--9	66,16	1,130		25--24	66,54	1,137		
	12--13	128,44	2,194		25--26	178,63	3,052		
	12--15	67,72	1,157	26	26--25	178,63	3,052	2,751	
13	13--10	66,33	1,133		26--28	79,32	1,355		
	13--12	128,44	2,194		26--36	143,38	2,450		

Tableau (VII-1) : Débits aux nœuds du chef lieu KEK (suite)

N° de nœud	N° de tronçon	L (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	N° de nœud	N° de tronçon	L (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)
27	27--28	82,69	1,413	0,706	47	47--44	89,35	1,526	2,305
28	28--26	79,32	1,355	3,439		47--48	96,25	1,644	
	28--27	82,69	1,413			47--49	84,29	1,440	
	28--29	131,95	2,254		49	49--47	84,29	1,440	0,720
	28--30	63,38	1,083		50	50--43	39,05	0,667	3,126
	28--31	45,27	0,773			50--51	237,11	4,051	
29	29--28	131,95	2,254	1,127	50--52	89,76	1,533		
30	30--28	63,38	1,083	0,541	51	51--50	237,11	4,051	2,025
31	31--28	45,27	0,773	1,965	52	52--50	89,76	1,533	3,782
	31--32	137,68	2,352			52--53	132,76	2,268	
	31--33	47,11	0,805			52--54	130,49	2,229	
32	32--31	137,68	2,352	1,176		52--55	89,75	1,533	
33	33--31	47,11	0,805	2,231	53	55--52	132,76	2,268	1,134
	33--34	131,06	2,239		54	54--52	130,49	2,229	1,115
	33--35	83	1,418		55	55--52	89,75	1,533	0,767
34	34--33	131,06	2,239	1,120	56	56--22	180,43	3,082	5,597
35	35--33	83	1,418	0,709		56--57	150,3	2,568	
36	36--26	143,38	2,450	2,700		56--58	113,09	1,932	
	36--37	82,65	1,412			56--59	211,35	3,611	
	36--43	90,08	1,539		57	57--56	150,3	2,568	1,284
37	37--36	82,65	1,412	1,963	58	58--56	113,09	1,932	0,966
	37--38	57,05	0,975		59	59--56	211,35	3,611	3,379
	37--39	90,08	1,539			59--60	112,37	1,920	
38	38--37	57,05	0,975	0,487	59--65	71,89	1,228		
39	39--37	90,08	1,539	2,309	60	60--59	112,37	1,920	2,746
	39--40	59,39	1,015			60--61	155,3	2,653	
	39--41	63,27	1,081			60--62	53,74	0,918	
	39--42	57,58	0,984		61	61--60	155,3	2,653	1,327
40	40--39	59,39	1,015	0,507	62	62--60	53,74	0,918	3,577
41	41--39	63,27	1,081	0,540		62--63	178,61	3,051	
42	42--39	57,58	0,984	0,492		62--64	186,38	3,184	
43	43--36	90,08	1,539	1,690	63	63--62	178,61	3,051	1,526
	43--44	68,74	1,174		64	64--62	186,38	3,184	1,592
	43--50	39,05	0,667		65	65--59	71,89	1,228	1,391
44	44--43	68,74	1,174	65--66		58,99	1,008		
	44--45	74,91	1,280	65--67		32,01	0,547		
	44--46	75,72	1,294	66	66--65	58,99	1,008	0,504	
	44--47	89,35	1,526	67	67--65	32,01	0,547	3,159	
45	45--44	74,91	1,280		0,640	67--68	200,25		3,421
46	46--44	75,72	1,294	0,647	67--85	137,59	2,351		
48	48--47	96,25	1,644	0,822	69	69--68	119	2,033	1,017

Tableau (VII-1) : Débits aux nœuds du chef lieu KEK (suite et fin)

N° de nœud	N° de tronçon	L (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	N° de nœud	N° de tronçon	L (m)	Qr (l/s)	Qn (l/s)	
68	68--67	200,25	3,421	3,337	80	80--79	128,66	2,198	1,099	
	68--69	119	2,033		81	81--79	189,71	3,241	4,188	
	68--70	71,4	1,220			81--82	135,28	2,311		
70	70--68	71,4	1,220	3,735	82	82--81	135,28	2,311	1,156	
	70--71	333,49	5,697		83	83--81	165,28	2,824	1,412	
	70--72	32,38	0,553		84	84--78	118,46	2,024	1,012	
71	71-70	333,49	5,697	2,849	85	85--67	137,59	2,351	4,013	
72	72--70	32,38	0,553	2,575		85--86	190,53	3,255		
	72--73	206,99	3,536			85--87	141,64	2,420		
	72--74	62,11	1,061		86	86--85	190,53	3,255	1,628	
73	73--72	206,99	3,536	1,768	87	87--85	141,64	2,420	4,391	
74	74--72	62,11	1,061	2,705		87--88	112,51	1,922		
	74--75	207,5	3,545			87--89	136,15	2,326		
	74--76	47,06	0,804			87--90	123,7	2,113		
75	75--74	207,5	3,545	1,772	88	88--87	112,51	1,922	0,961	
76	76--74	47,06	0,804	2,603	89	89--87	136,15	2,326	1,163	
	76--77	208,23	3,557		90	90--87	123,7	2,113	2,830	
	76-78	49,4	0,844			90--91	152,39	2,603		
77	77--76	208,23	3,557	1,779	90--92	55,16	0,942	1,302		
78	78--76	49,4	0,844	2,300	91	91--90	152,39	2,603	1,302	
	78--79	101,37	1,732		92	92--90	55,16	0,942	0,471	
	78--84	118,46	2,024							
79	79--78	101,37	1,732	3,585						
	79--80	128,66	2,198							
	79--81	189,71	3,241							

VII-7- Modélisation et simulation du réseau

A l'aide du logiciel EPANET, on peut modéliser un système de distribution d'eau suivant les étapes présente [10]:

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau ;
- Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- Décrire le fonctionnement du système ;
- Sélectionner un ensemble d'option de simulation ;
- Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- Visualiser les résultats d'une simulation ;
- Choisir les diamètres qui donnent des vitesses entre 0.5 et 1.5 m/s.

VII-7-1- Formule de pertes de charge utilisées

VII-7-1-1 Pertes de charge linéaires

La formule utilisée pour la détermination des pertes de charge linéaires est celle de Darcy- Weisbach :

$$J_1 = \frac{\lambda L V^2}{2 g D} \quad (\text{VII-5})$$

Avec :

- J_1 : Perte de charge linéaire (m/m) ;
- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- g : Accélération de la pesanteur (9.81 m/s²) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement, qui dépend de la rugosité relative et du régime d'écoulement.

Le coefficient λ est déterminé à partir de la formule de COLBROOK-WHITE :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{2,5}{R \sqrt{\lambda}} + \frac{K}{3,7 D} \right] \quad (\text{VII-6})$$

Avec :

- Re : Nombre de Reynolds est donnée par la formule suivante :

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

- ν : Viscosité cinématique de l'eau donnée par la formule de STOCKS ci-après :

$$\nu = \frac{0,0178}{1 + 0,0337 T + 0,000221 T^2} \quad (\text{VII-8})$$

D'où, à $T = 20^\circ \text{C}$, la viscosité cinématique sera de $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Les valeurs de la rugosité utilisées en pratique pour les conduites en PEHD sont :

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

$K = 0.02 \text{ mm}$ pour $D > 200 \text{ mm}$.

VII-7-1-2- Pertes de charge totales

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

$$H_t = J_1 + J_s \quad (\text{VII-9})$$

Avec

- J_s : Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires pour les conduites en PEHD

VII-7-2- Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduire les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres de chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau. Suite à plusieurs tâtonnements concernant les diamètres conduites, et dans l'objectif d'avoir des vitesses de chaque conduite dans l'intervalle [0.5 – 1.5], sachant que la pression aux nœuds ne doit pas dépasser 100 m.c.e (10 bars) alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN10.

Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN 10 sont donnés en (Annexe (2))

Les résultats de simulation des arcs ainsi que les pressions et les charges au niveau des nœuds obtenus sont regroupé dans les tableaux (VII-2), (VII-3) ci-dessous :

Tableau (VII-2) : Détermination des diamètres du réseau du chef lieu KEK

N° de tronçon	L (m)	D ext	D int	Q (l/s)	V (m/s)
Tuyau 1	68,99	315	277,6	71,16	1,18
Tuyau 2	129,72	400	352,6	110,35	1,13
Tuyau 3	129,55	200	176,2	22,29	0,91
Tuyau 4	67	250	220,4	52,22	1,37
Tuyau 5	50,66	160	145	12,04	0,73
Tuyau 6	68,42	160	145	11,03	0,67
Tuyau 7	50,7	160	145	9,35	0,57
Tuyau 8	67,23	250	220,4	36,81	0,96
Tuyau 9	112,51	160	145	17,73	1,07
Tuyau 10	70,05	160	145	16,95	1,03
Tuyau 11	113,29	160	145	16,05	0,97
Tuyau 12	68,16	250	220,4	43,43	1,14
Tuyau 13	60,7	160	145	-14,57	0,88
Tuyau 14	66,16	160	145	12,82	0,78
Tuyau 15	128,44	90	79,2	3,73	0,76
Tuyau 16	66,33	110	96,8	6,8	0,92
Tuyau 17	67,72	125	110,2	6,85	0,72
Tuyau 18	67,16	110	96,8	6,26	0,85
Tuyau 19	130,06	50	44	-0,85	0,56
Tuyau 20	74,97	50	44	1,04	0,68
Tuyau 21	34,99	75	66	2,62	0,76
Tuyau 22	38,8	75	66	2,3	0,67
Tuyau 23	130,2	50	44	0,86	0,56
Tuyau 24	170,3	40	35,2	0,61	0,63
Tuyau 25	36,02	50	44	-1,15	0,76
Tuyau 26	170,52	50	44	1,05	0,69
Tuyau 27	67,39	75	66	-2,44	0,71
Tuyau 28	171,08	40	35,2	0,56	0,58
Tuyau 29	65,84	75	66	-4,48	1,31
Tuyau 30	172,58	250	220,4	49,09	1,29
Tuyau 31	68,75	250	220,4	-42,25	1,11
Tuyau 32	186,86	200	176,2	26,26	1,08
Tuyau 33	68,9	160	145	-18,76	1,14
Tuyau 34	67,55	250	220,4	54,72	1,43
Tuyau 35	170,2	160	145	16,08	0,97
Tuyau 36	169,6	250	220,4	55	1,44
Tuyau 37	66,54	125	110,2	-5,28	0,55
Tuyau 38	178,63	250	220,4	46,17	1,21
Tuyau 39	79,32	200	176,2	13,01	0,53
Tuyau 40	82,69	40	35,2	0,71	0,73
Tuyau 41	63,38	40	35,2	0,54	0,56
Tuyau 42	131,95	50	44	1,13	0,74

Tableau (VII-2) : Détermination des diamètres du réseau du chef lieu KEK (suite)

N° de tronçon	L (m)	D ext	D int	Q (l/s)	V (m/s)
Tuyau 43	45,27	125	110,2	7,2	0,75
Tuyau 44	137,68	50	44	1,18	0,77
Tuyau 45	47,11	90	79,2	4,06	0,82
Tuyau 46	131,06	50	44	1,12	0,74
Tuyau 47	83	40	35,2	0,71	0,73
Tuyau 48	143,38	200	176,2	30,41	1,25
Tuyau 49	82,65	110	96,8	6,3	0,86
Tuyau 50	57,05	32	28	0,49	0,79
Tuyau 51	90,08	90	79,2	3,85	0,78
Tuyau 52	59,39	32	28	0,51	0,82
Tuyau 53	63,27	32	28	0,54	0,88
Tuyau 54	57,58	32	28	0,49	0,8
Tuyau 55	90,08	200	176,2	21,41	0,88
Tuyau 56	68,74	110	96,8	7,77	1,06
Tuyau 57	74,91	40	35,2	0,64	0,66
Tuyau 58	75,72	40	35,2	0,65	0,66
Tuyau 59	89,35	90	79,2	3,85	0,78
Tuyau 60	96,25	40	35,2	0,82	0,84
Tuyau 61	84,29	40	35,2	0,72	0,74
Tuyau 62	39,05	125	110,2	11,95	1,25
Tuyau 63	237,11	63	55,4	2,03	0,84
Tuyau 64	89,76	110	96,8	6,8	0,92
Tuyau 65	89,75	40	35,2	0,77	0,79
Tuyau 66	132,76	5	44	1,13	0,75
Tuyau 67	130,49	50	44	1,12	0,73
Tuyau 68	180,43	315	277,6	82,7	1,37
Tuyau 69	150,3	50	44	1,28	0,84
Tuyau 70	113,09	40	35,2	0,97	0,99
Tuyau 71	211,35	315	277,6	74,85	1,24
Tuyau 72	112,37	160	145	10,77	0,65
Tuyau 73	155,3	50	44	1,33	0,87
Tuyau 74	53,74	125	110,2	6,7	0,7
Tuyau 75	178,61	63	55,4	1,53	0,63
Tuyau 76	186,38	63	55,4	1,59	0,66
Tuyau 77	71,89	315	277,6	60,7	1
Tuyau 78	58,99	40	35,2	0,5	0,52
Tuyau 79	32,01	315	277,6	58,81	0,97
Tuyau 80	200,25	250	220,4	38,89	1,02
Tuyau 81	119	50	44	1,02	0,67
Tuyau 82	71,4	200	176,2	34,54	1,42
Tuyau 83	333,49	75	66	2,85	0,83
Tuyau 84	32,38	200	176,2	27,95	1,15
Tuyau 85	206,99	63	55,4	1,77	0,73

Tableau (VII-2) : Détermination des diamètres du réseau du chef lieu KEK (suite et fin)

N° de tronçon	L (m)	D ext	D int	Q (l/s)	V (m/s)
Tuyau 86	62,11	250	220,4	23,61	0,62
Tuyau 87	207,5	63	55,4	1,77	0,74
Tuyau 88	47,06	200	176,2	19,13	0,78
Tuyau 89	208,23	63	55,4	1,78	0,74
Tuyau 90	49,4	200	176,2	14,75	0,6
Tuyau 91	118,46	50	44	1,01	0,67
Tuyau 92	145	125	110,2	11,44	1,2
Tuyau 93	128,66	50	44	1,1	0,72
Tuyau 94	189,71	125	110,2	6,76	0,71
Tuyau 95	135,28	50	44	1,16	0,76
Tuyau 96	165,28	50	44	1,41	0,93
Tuyau 97	137,59	200	176,2	16,76	0,69
Tuyau 98	190,53	50	44	1,63	1,07
Tuyau 99	141,64	160	145	11,12	0,67
Tuyau 100	112,51	40	35,2	0,96	0,99
Tuyau 101	139,15	40	35,2	1,16	1,2
Tuyau 102	123,7	110	96,8	4,6	0,63
Tuyau 103	100	50	44	1,3	0,86
Tuyau 104	100	32	28	0,47	0,76
Tuyau 106	100	200	176,2	18,39	0,75
Tuyau 107	159,85	50	44	0,96	0,63
Tuyau 105 (R-1)	861,36	500	440,6	195,69	1,28

Tableau (VII-3) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds

N° de nœud	Demande de base (l/s)	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
1	2.13	107,3	152,44	45,14
2	2.703	103,82	152,13	48,31
3	3.129	108,4	152,04	43,64
4	3.71	104,5	151,51	47,01
5	1.017	107,1	152,24	45,14
6	1.99	103,77	152,01	48,24
7	2.134	99,76	151,86	52,1
8	2.755	101,2	150,94	49,74
9	2.65	95,4	151,33	55,93
10	3.591	96,6	150,56	53,96
11	2.856	96,2	151,68	55,48
12	2.241	92,54	151,04	58,5
13	3.699	94,83	149,88	55,05

Tableau (VII-3) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds (suite)

N° de nœud	Demande de base (l/s)	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
14	3.44	91,28	149,3	58,02
15	2.661	91,81	150,67	58,86
16	2.006	92,6	149,49	56,89
17	2.866	89,8	148,89	59,09
18	1.444	90,43	150,32	59,89
19	1.762	88,71	145,87	57,16
20	2.34	88,95	146,56	57,61
21	2.599	89,11	147,25	58,14
22	4.165	92,9	149,36	56,46
23	2.772	94,62	149,72	55,1
24	2.611	99,94	150,35	50,41
25	3.543	105,4	150,57	45,17
26	2.751	97,5	149,47	51,97
27	0.706	110,6	147,4	36,8
28	3.439	102,6	149,33	46,73
29	1.127	102,6	146,92	44,32
30	0.541	106,5	148,43	41,93
31	1.965	108,9	149,06	40,16
32	1.176	115,25	146,34	31,09
33	2.231	113,79	148,56	34,77
34	1.12	110,3	146,2	35,9
35	0.709	106,26	146,61	40,35
36	2.7	98,34	148,23	49,89
37	1.963	91,48	147,5	56,02
38	0.487	92,78	145,39	52,61
39	2.309	87,74	146,64	58,9
40	0.507	88,9	144,27	55,37
41	0.540	84,4	143,8	59,4
42	0.492	86,6	144,47	57,87
43	1.69	98,5	147,83	49,33
44	2.637	95	146,93	51,93
45	0.640	91,9	145,47	53,57
46	0.647	90,2	145,43	55,23
47	2.305	91	146,08	55,08

Tableau (VII-3) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds (suite)

N° de nœud	Demande de base (l/s)	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
48	0.822	86,8	143,08	56,28
49	0.72	87,36	144,03	56,67
50	3.126	100,4	147,23	46,83
51	2.025	91,68	143,14	51,46
52	3.782	103,4	146,31	42,91
55	0.767	105,13	143,86	38,73
54	1.115	104,9	143,97	39,07
53	1.134	97	143,86	46,86
56	5.597	89,39	148,3	58,91
57	1.284	91,3	144,79	53,49
58	0.966	86,37	143,52	57,15
59	3.379	90	147,27	57,27
60	2.746	89,53	146,91	57,38
61	1.327	85,72	143,05	57,33
62	3.577	91,28	146,64	55,36
63	1.526	88,41	144,83	56,42
64	1.592	94	144,59	50,59
65	1.391	88,95	147,04	58,09
66	0.504	86,9	146,3	59,4
67	3.159	89	146,94	57,94
68	3.337	88,75	146,05	57,3
69	1.017	89,53	144,26	54,73
70	3.735	88,3	145,26	56,96
71	2.849	94,9	140,73	45,83
72	2.575	88,1	145,03	56,93
73	1.768	92,6	142,26	49,66
74	2.705	87,43	144,92	57,49
75	1.772	91,44	142,14	50,7
76	2.603	87,31	144,75	57,44
77	1.779	92,54	141,94	49,4
78	2.3	87,1	144,64	57,54
79	3.585	86,85	142,57	55,72
80	1.099	87,05	140,33	53,28
81	4.188	85,5	141,57	56,07

Tableau (VII-3) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds (suite et fin)

N° de nœud	Demande de base (l/s)	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
82	1.156	84,43	138,98	54,55
83	1.412	83,85	136,95	53,1
84	1.012	89,9	142,88	52,98
85	4.013	87,5	146,56	59,06
86	1.628	87,07	139,58	52,51
87	4.391	86,75	146,08	59,33
88	0.961	85	141,37	56,37
89	1.163	85,42	137,71	52,29
90	2.83	88	145,47	57,47
91	1.302	84,35	143,08	58,73
92	0.471	83	142	59
Réservoir R	/	153	155	2

Les figures (VII-3) et (VII-4) ci-dessous donnent respectivement « les pressions aux nœuds et les débits » et « les vitesses d'écoulement dans les conduites » ainsi que le sens de l'écoulement du réseau de distribution.

VII-8- Conclusion

Dans ce chapitre dédié au dimensionnement du réseau de distribution du chef lieu de KEK dont le réseau est de type mixte, on a déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les paramètres de vitesse et pression, au niveau de ces tuyaux et des jonctions , et cela a été effectuer à l'aide du logiciel EPANET.

On a opté pour des conduites en PEHD PN10 par mesure de sécurité et de bon fonctionnement de l'alimentation.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au cours de cette présente étude, nous avons essayé d'englober tous les points qui touchent les plans spécifiques à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune KEK.

Après avoir calculé le nombre d'habitants à l'horizon 2042, qui va atteindre **35955** habitants et estimé les différents besoins en eau à **11346,05 m³/j**. En tenant compte des ressources existantes fournissant un débit journalier de **11404, 8 m³/j**, on constate qu'elles peuvent satisfaire les besoins futurs de la zone d'étude.

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable de la zone d'étude, nous avons projeté un réservoir semi-enterré, d'une capacité de **3200 m³**, et une station de reprise d'une capacité de **150 m³**.

Pour le système d'adduction, nous avons porté notre choix sur des diamètres qui nous offrent des vitesses acceptables. Pour la partie refoulement depuis les forages vers la station de reprise qui est d'une longueur de **4310 m**, nous avons utilisé le PEHD PN(16) avec de diamètre extérieur de **500 mm**, et une conduite de **1600 m** en PEHD PN (16) de Dext 500 mm depuis la Station de reprise vers le réservoir.

Par la suite, le choix des pompes a été effectué par la détermination du point de fonctionnement et l'énergie la plus économique. On a étudié aussi la non cavitation pour protéger les pompes.

Ensuite, une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite afin de protéger le réseau d'adduction. D'après les calculs des surpressions et dépressions on a constaté que les différents tronçons ne risquent pas de subir ce phénomène, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti-bélier.

Concernant le réseau distribution qui prend une ossature mixte, d'un linéaire total de 11530 m, nous avons déterminé le diamètre des différents tronçons et on a constaté que les vitesses sont comprises entre 0.5 m/s et 1.5 m/s et les pressions entre 15 m et 60 m.

Concernant le matériau des conduites, nous avons opté pour le PEHD PN (10) vu les avantages qu'il présente. Cela été effectué à l'aide du logiciel EPANET.

En dernier lieu, ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises dans le domaine d'hydraulique durant notre cycle de formation et nous souhaitons avoir répondu à l'objectif du projet d'AEP du chef lieu de la commune de KEK.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail puisse servir de guide pour les promotions à venir.

Bibliographie

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Données** : Bureau d'études BEDEX, Wilaya d'Alger.
- [2] **Données** : Le plan directeur d'aménagement et d'urbanisme (PDAU) de la commune Khemis El-Khechna wilaya de Boumerdes, 2008.
- [3] **KACET, A. et NAIT OUSLIMANE, S.** : Etude de renforcement du reseau d'AEP de centre Bourached et ses environs, Wilaya d'Ain Defla. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2016.
- [4] **ALIANE, A. et AMRIOUT, A.** : Diagnostic et étude du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Tinebder, Wilaya de Bejaia. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2016.
- [5] **DUPONT, A** : « Hydraulique urbaine ».TomeII : Ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux ».Edition EYROLLES, 484 pages, 1979.
- [6] **CARLIER, M.** : Hydraulique générale et appliquée, Edition Eyrolles, 1972.
- [7] **AOUMAD, A.et RAHMANI, EL.** : Etude et diagnostic du réseau d'AEP de la commune de FENAIA IL-MATEN daïra d'EL'KSEUR, Wilaya de Bejaia. Mémoire de fin d'étude de, Université de Bejaia, 2013.
- [8] **BENDAHRMANE, I. et OUBELAGHA, N.** : Renforcement de l'AEP de Ouadhias et Taguemount El Djedid à partir de Takhoukht, Wilaya de Tizi-Ouzou. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2007.
- [9] **BONNIN, J** : « Aide mémoire d'Hydraulique Urbaine ». Collection de la direction des études et de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, 1982.
- [10] **ROUSSMAN, Lewis A.** : Water Supply and Water Resources Division « Manuel de l'utilisation d'EPANET 2.0 ».US.Environmental Protection Agency, Version Française, 2003.

Annexe

Annexe (1): Tableau du régime de distribution de débit journalier

Heure du jour	Coefficient de variation maximale horaire de la consommation (K _{max.h})											
	1,2	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	0,95	0,75	0,60
1-2	3,45	3,25	3,25	3,20	2,65	2,10	1,50	1,00	0,90	0,95	0,75	0,60
2-3	3,45	3,30	2,90	2,50	2,20	1,85	1,50	1,00	0,90	0,95	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	4,7	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

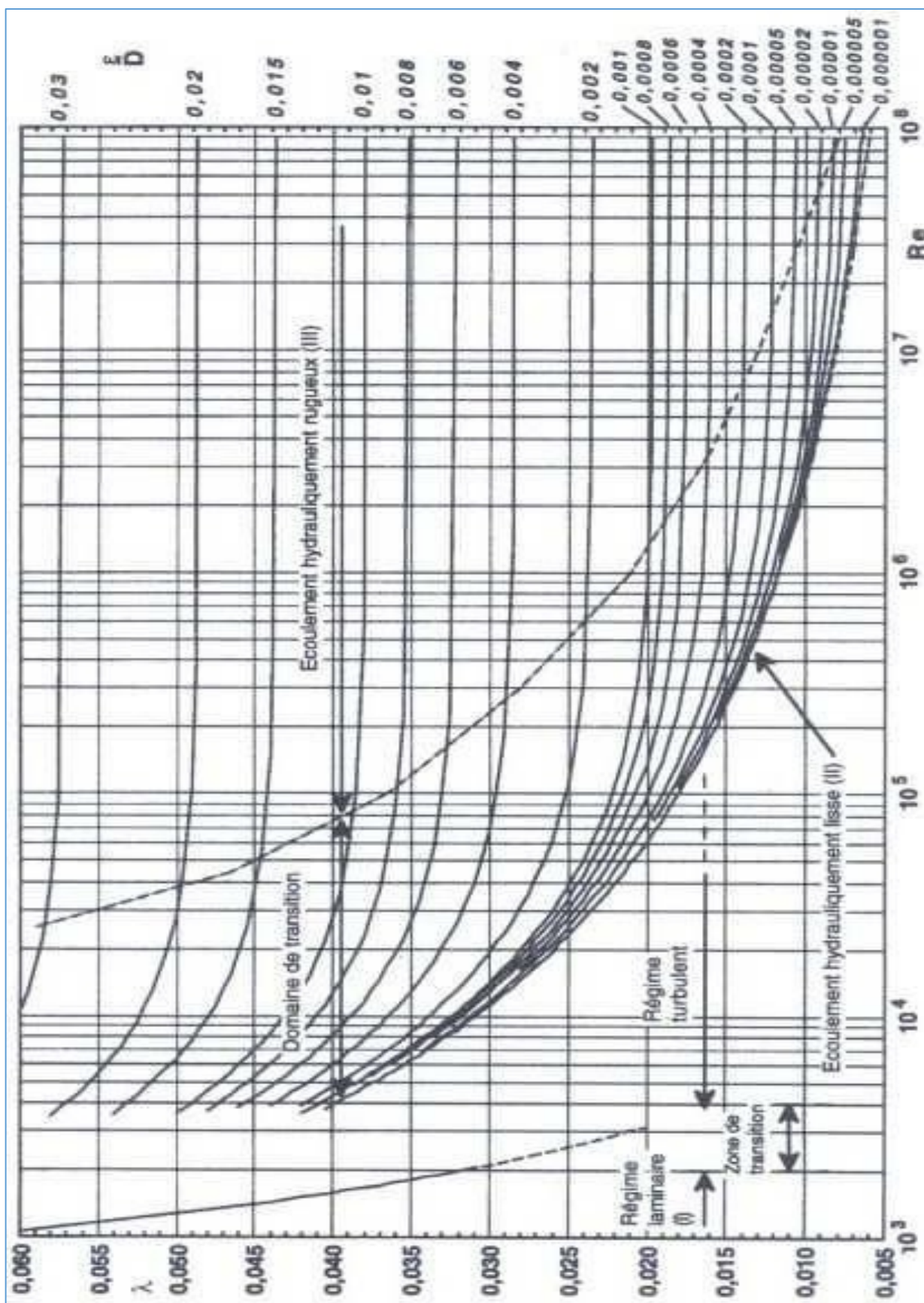
Annexe (2) : Diamètre normalisé en PEHD PN (10)

Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Pression de service (bar)
20	2,0	10
25	2,0	10
32	2,0	10
40	2,4	10
50	3,0	10
63	3,8	10
75	4,5	10
90	5,4	10
110	6,6	10
125	7,4	10
160	9,5	10
200	11,9	10
250	14,8	10
315	18,7	10
400	23,7	10
500	29,7	10
630	37,4	10

Annexe (3) : Diamètre normalisé en PEHD PN (16)

Diamètre extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Pression de service (bar)
110	10	16
125	11,4	16
160	14,6	16
200	18,2	16
250	22,7	16
315	28,6	16
400	36,3	16
500	45,4	16
630	57,2	16

Annexe (4): Diagramme de MOODY

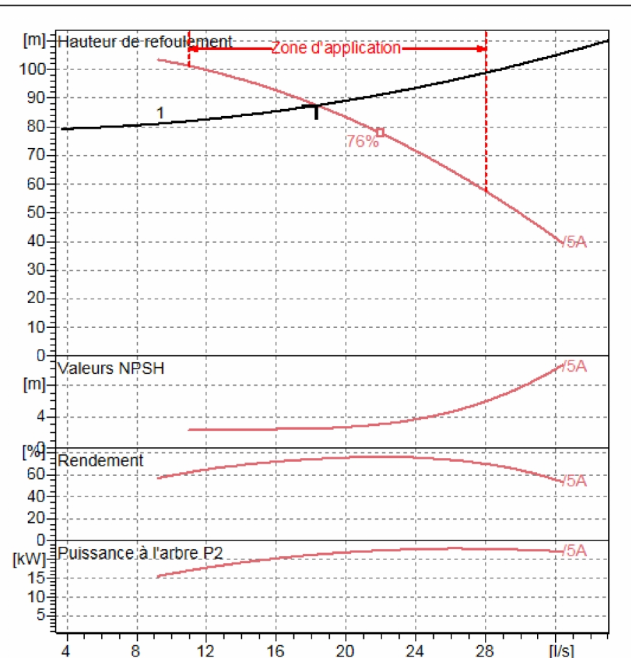


Annexe (5): Courbes Caractéristiques de la pompe F1

Modena - Italy

 COMPANY
 WITH QUALITY SYSTEM
 CERTIFIED BY DNV
 ISO 9001

E8S55-6/5A + MCH635	
Caractéristiques requises	
Débit	18,3 l/s
Hauteur de refoulement	87,5 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	18,3 l/s
Hauteur de refoulement	87,5 m
Puissance absorbée	21,4 kW
Rendement	74,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	107 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	26 kW
Courant nominal	55 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	188 kg
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

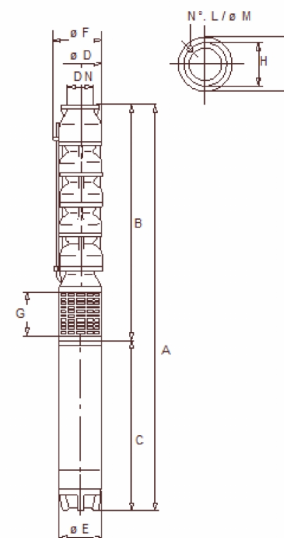


Caractéristiques de fonctionnement UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2340
 B = 1065
 C = 1275
 D = 168
 DN = 100
 E = 143
 F = 182
 G = 160
 H = 145
 I = 166
 L = 6
 M = 11,5



Notes:

Date 09.06.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (6): Courbes Caractéristiques de la pompe F4



Modena - Italy

 COMPANY
 WITH QUALITY SYSTEM
 CERTIFIED BY DNV
 ISO 9001

E6S64/12A + MCH630

Caractéristiques requises

Débit	14 l/s
Hauteur de refoulement	116 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	14 l/s
Hauteur de refoulement	116 m
Puissance absorbée	20,8 kW
Rendement	75,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	167 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	47 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

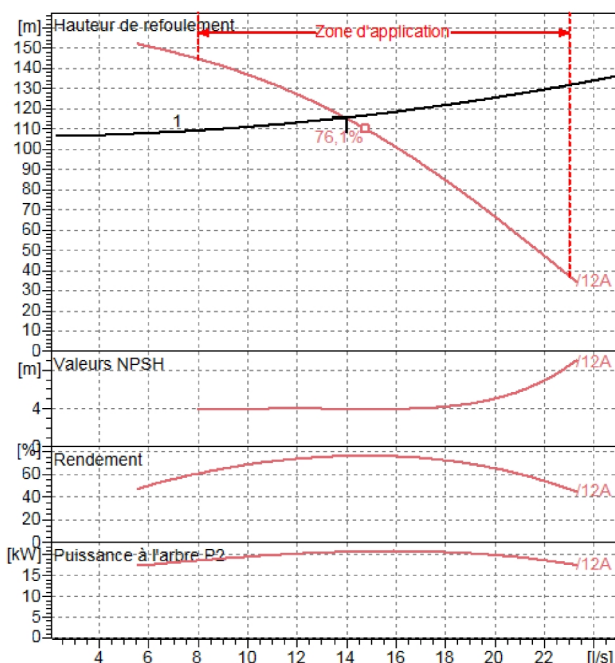
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	192 kg
-------	--------

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator	Acier inox
Butée (6")	Type Michell
Butée (4")	Acier
Para-sable	Caoutchouc

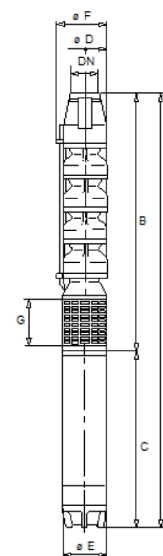


Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

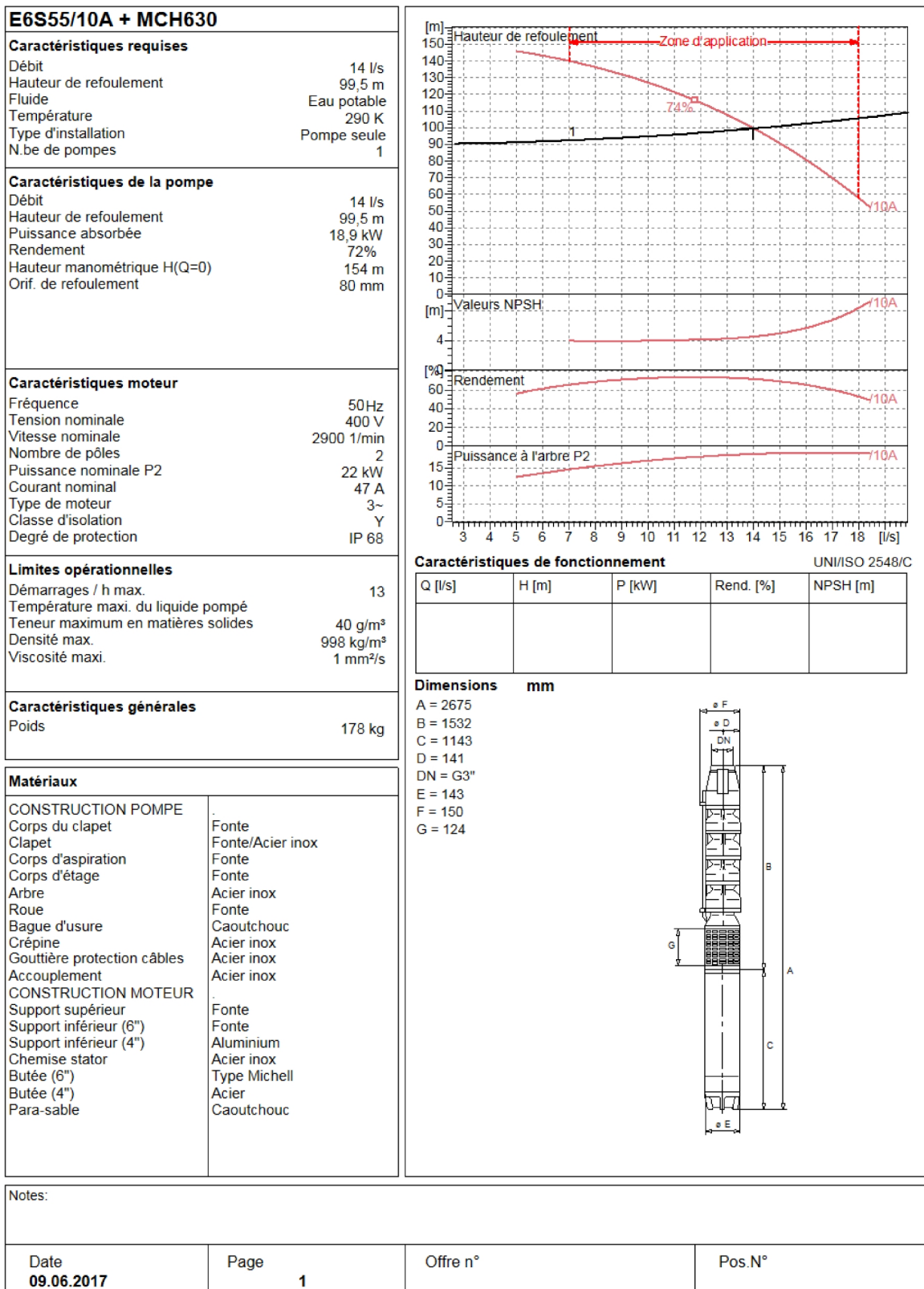
 A = 2905
 B = 1762
 C = 1143
 D = 143
 DN = G3"
 E = 143
 F = 150
 G = 124


Notes:

Date 09.06.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (7): Courbes Caractéristiques de la pompe F2

Modena - Italy

 COMPANY
 WITH QUALITY SYSTEM
 CERTIFIED BY DNV
 ISO 9001


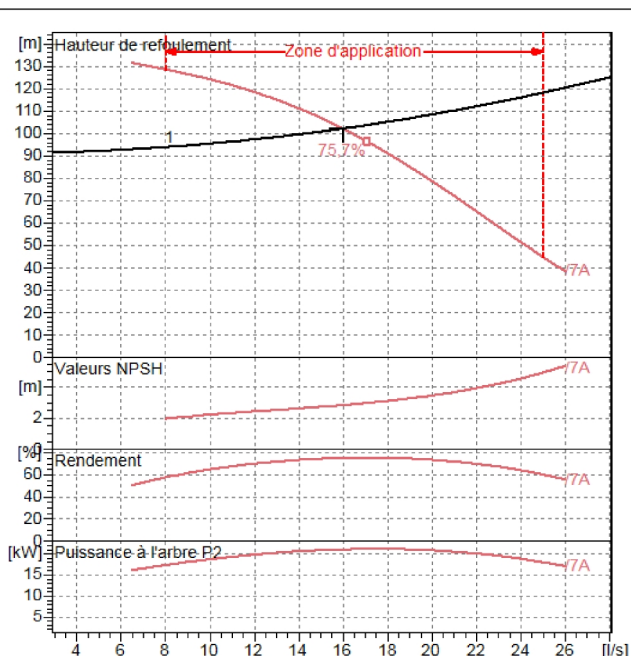
Annexe (8): Courbes Caractéristiques de la pompe F3

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

E8S50/7A + MCH630	
Caractéristiques requises	
Débit	16 l/s
Hauteur de refoulement	102 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	16 l/s
Hauteur de refoulement	102 m
Puissance absorbée	21,1 kW
Rendement	75,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	152 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	47 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	192 kg
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

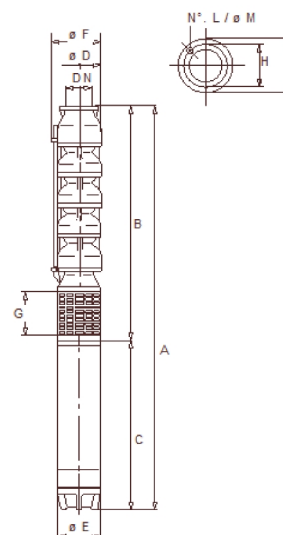
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 2478
 B = 1335
 C = 1143
 D = 168
 DN = 100
 E = 143
 F = 181
 G = 160
 H = 145
 I = 166
 L = 6
 M = 11,5



Notes:

Date 09.06.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

Annexe (9): Courbes Caractéristiques de la pompe F5



Modena - Italy

 COMPANY
 WITH QUALITY SYSTEM
 CERTIFIED BY DNV
 ISO 9001

SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.

P9C/6/30/5F	
Caractéristiques requises	
Débit	32 l/s
Hauteur de refoulement	90,6 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

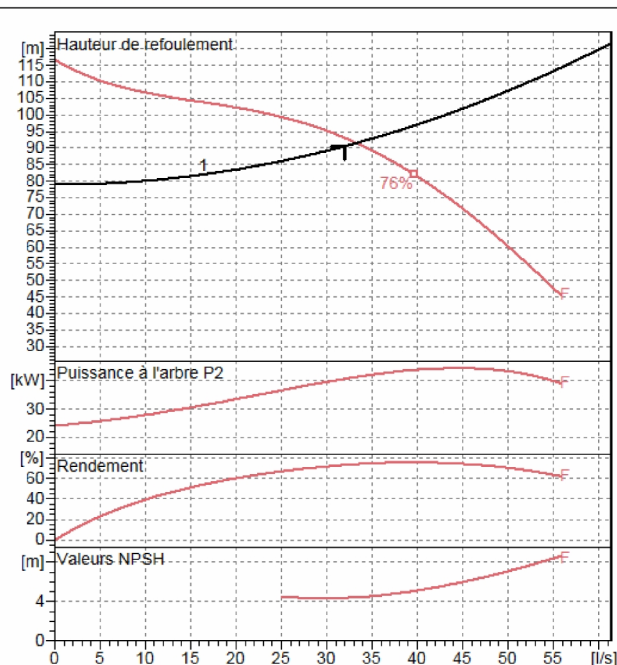
Caractéristiques de la pompe	
Débit	33,3 l/s
Hauteur de refoulement	91,5 m
Puissance absorbée	41,3 kW
Rendement	74,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	117 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	75 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales	
Poids	587 kg

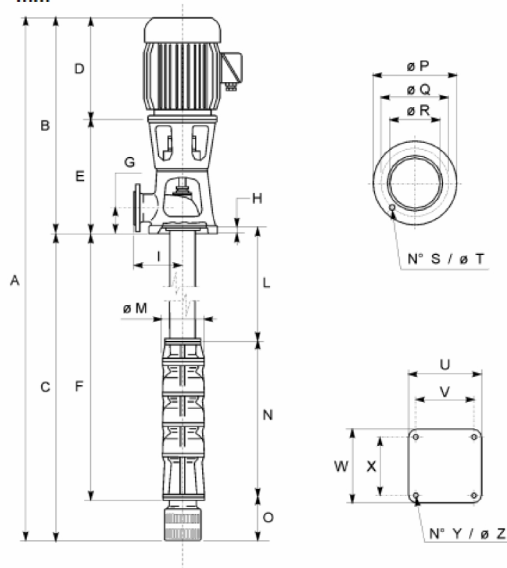
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Arbre pompe	Acier
Palier	Caoutchouc
LIGNE D'ARBRE	
Tube colonne	Acier
Arbre	Acier
Douille arbre	Acier cromé
Manchons	Acier inox
Roulements	Caoutchouc
GROUPE COMANDE	
Bas	Fonte ou Acier
Lanterne de liaison	Fonte ou Acier
Crépine	Acier galvanisé



Caractéristiques de fonctionnement				
UNI/ISO 2548/C				
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

A = 5900
 B = 1471
 C = 4429
 D = 736
 DN = 150
 E = 735
 F = 4190
 G = 160
 H = 48
 I = 350
 L = 3050
 M = 234
 N = 1140
 No = 8
 O = 239
 P = 285
 Q = 240
 R = 150
 T = 22
 U = 550
 V = 470
 W = 550
 X = 470
 Z = 30



Notes:

Date 09.06.2017	Page 1	Offre n°	Pos. N°
--------------------	-----------	----------	---------

Annexe (10): Courbes Caractéristiques de la pompe F6

Modena - Italy

 COMPANY
 WITH QUALITY SYSTEM
 CERTIFIED BY DNV
 ISO 9001

E6S64/13A + MCH635

Caractéristiques requises

Débit	17 l/s
Hauteur de refoulement	98,3 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	17 l/s
Hauteur de refoulement	98,3 m
Puissance absorbée	22,2 kW
Rendement	73,8%
Hauteur manométrique H(Q=0)	181 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	26 kW
Courant nominal	55 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

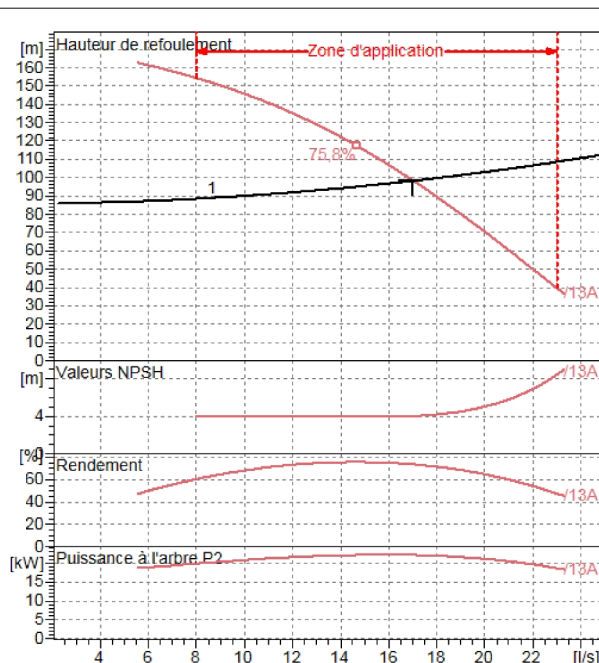
Démarrages / h max.	13
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	214 kg
-------	--------

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator	Acier inox
Butée (6")	Type Michell
Butée (4")	Acier
Para-sable	Caoutchouc

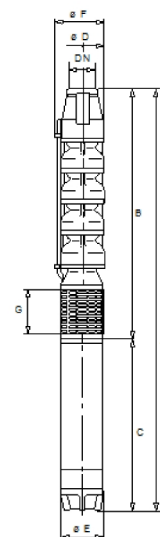


Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

 A = 3152
 B = 1877
 C = 1275
 D = 143
 DN = G3"
 E = 143
 F = 150
 G = 124


Notes:

Date 09.06.2017	Page 1	Offre n°	Pos. N°
--------------------	-----------	----------	---------

Annexe (11): Courbes Caractéristiques de la pompe F7

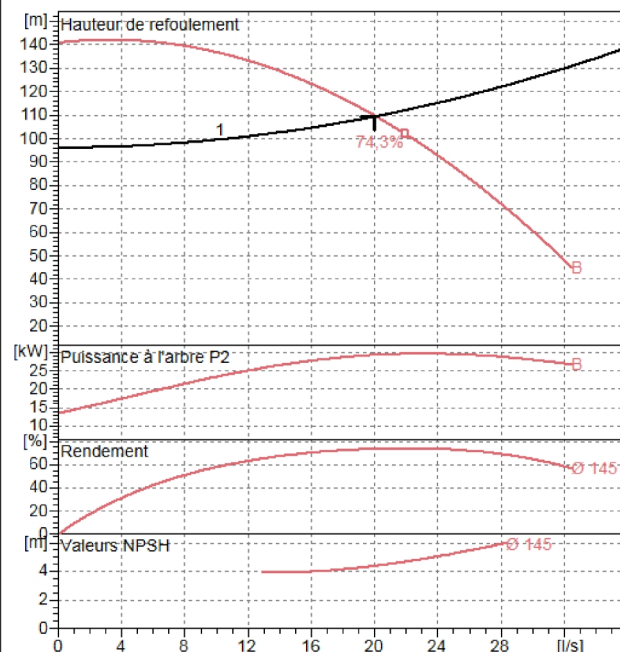
Modena - Italy

 COMPANY
 WITH QUALITY SYSTEM
 CERTIFIED BY DNV
 ISO 9001

SELECTION INDICATIVE; contacter nos service commerciaux pour un projet complet.

P8F/4/24/6B	
Caractéristiques requises	
Débit	20 l/s
Hauteur de refoulement	109 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	20 l/s
Hauteur de refoulement	109 m
Puissance absorbée	29,4 kW
Rendement	73,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	141 m
Orif. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	37 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	20
Température maxi. du liquide pompé	313 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	333 kg

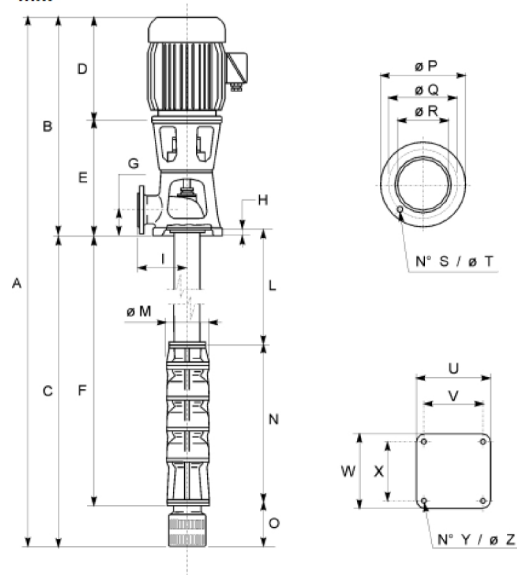
Matériaux	
CONSTRUCTION POMPE	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Arbre pompe	Acier
Palier	Caoutchouc
LIGNE D'ARBRE	
Tube colonne	Acier
Arbre	Acier
Douille arbre	Acier cromé
Manchons	Acier inox
Roulements	Caoutchouc
GROUPE COMANDE	
Bas	Fonte ou Acier
Lanterne de liaison	Fonte ou Acier
Crépine	Acier galvanisé



Caractéristiques de fonctionnement					UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]	

Dimensions

mm

 A = 5398
 B = 1245
 C = 4153
 D = 605
 DN = 100
 E = 640
 F = 3985
 G = 140
 H = 38
 I = 280
 L = 3050
 M = 190
 N = 935
 No = 8
 O = 168
 P = 220
 Q = 180
 R = 100
 T = 18
 U = 430
 V = 360
 W = 430
 X = 360
 Z = 22


Notes:

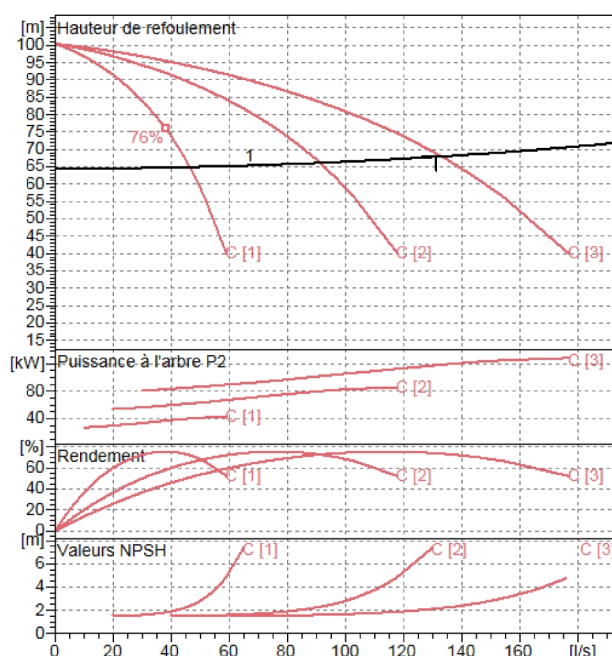
Date	Page	Offre n°	Pos.N°
09.06.2017	1		

Annexe (12): Courbes Caractéristiques de la pompe SR

Modena - Italy

 COMPANY
 WITH QUALITY SYSTEM
 CERTIFIED BY DNV
 ISO 9001

PM 125/ 4 C	
Caractéristiques requises	
Débit	131 l/s
Hauteur de refoulement	67,9 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	4
Caractéristiques de la pompe	
Débit	44,3 l/s
Hauteur de refoulement	68 m
Puissance absorbée	39,7 kW
Rendement	74%
Hauteur manométrique H(Q=0)	100 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	45 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité maxi.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	864 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

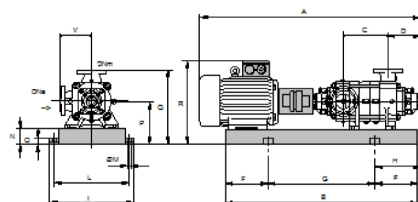
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

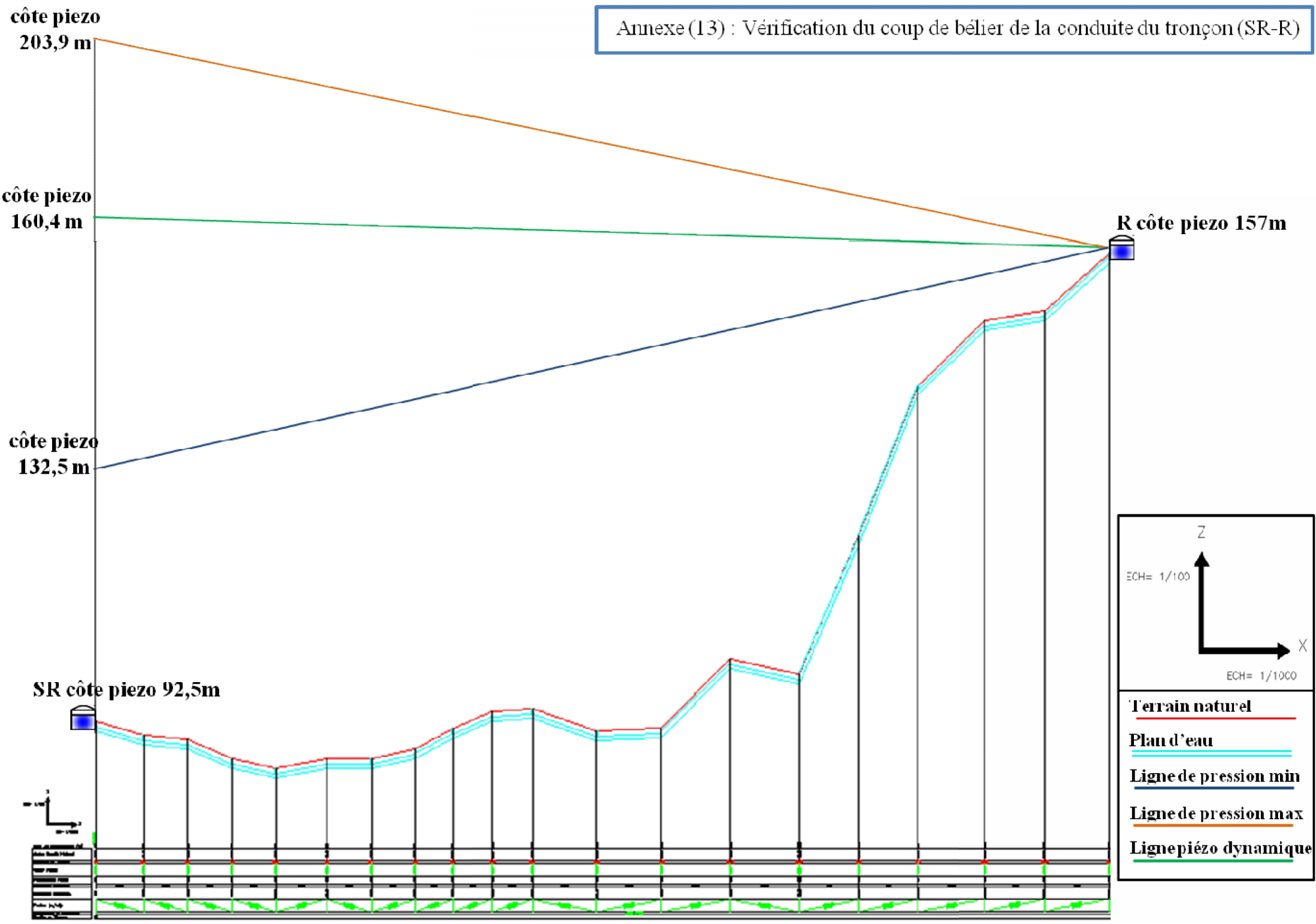
A = 2052
 B = 1683
 C = 445
 D = 337
 DNa = 150
 DNm = 125
 E = 244
 F = 300
 G = 1083
 H = 544
 I = 720
 L = 670
 M = 20
 N = 140
 O = 45
 P = 420
 Q = 740
 R = 695
 V = 320



Notes:

Date 09.06.2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (13) : Vérification du coup de bélier de la conduite du tronçon (SR-R)



ETUDE DU RESEAU D'AEP DU CHEF LIEU DE LA COMMUNE DE KHEMIS EL KHECHNA, WILAYA DE BOUMERDES -ADDITION ET DESTRIIBUTION-

Résumé

Dans ce présent travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour l'étude du réseau d'alimentation en eau potable du chef lieu de la commune de Khemis El Khechna à partir des forages de Chebacheb sur un horizon de 25 ans. Après avoir présenté la zone d'étude et estimé les besoins en eau des différentes catégories d'utilisateurs à l'horizon 2042, nous avons dimensionné le réservoir d'eau ainsi que les conduites d'adduction du point de vue technico-économique. Ensuite, nous avons fait le choix des pompes adéquates. Enfin, nous avons procédé à la vérification de l'apparition du phénomène du coup de bélier. Finalement, nous avons dimensionné le réseau de distribution du chef lieu de la commune Khemis El Khechna à l'aide de logiciel de simulation EPANET.

Mots clé : Réservoir; adduction; coup de bélier ; distribution ; pompes

Abstract

In the present work, we have established the various steps required for the study of the supply network of drinking water to the town of Khemis El Khechna from drillings' Chebacheb on a 25-year horizon. After having presented the study area and estimated its water needs of the different categories of users to the 2042 year, then we dimensioned the water tank and pipes for the supply taking account of the technical and economic perspectives. Then we made the selection of appropriate pumps. After that, we verified the occurrence of the water hammer phenomenon. Finally, we sized the distribution network of the town Khemis El Khechna using EPANET simulation software.

Keywords: Tank; supply; water hammer; distribution; pumps.

ملخص

في العمل الحالي وضعنا مختلف الخطوات اللازمة لدراسة شبكة إمدادات مياه الشرب لمركز بلدية خميس الخشنة من آبار منطقة. حيث قمنا بتقديم موقع المشروع و قدرنا مختلف الاحتياجات لمختلف الفئات لمياه الشرب على المدى 2042 و قمنا كذلك بحساب خزان المياه وأنابيب التزويد من وجهة نظر تقنية واقتصادية. ثم قمنا باختيار المضخات المناسبة. و بعد ذلك قمنا بدراسة حالة ظهور المطرقة المائية. وأخيراً، قمنا بتصميم شبكة التوزيع لرأس بلدية خميس الخشنة باستخدام برنامج إيبانات.

الكلمات المفتاحية: خزانات; التزويد; المطرقة المائية; التوزيع; المضخات.