

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté Technologie
Département d'Hydraulique

Mémoire de fin d'étude

*En vue de l'obtention du diplôme de master en Hydraulique
Option : HYDRAULIQUE URBAINE*

INTITULE :

***RESTRUCTURATION DU SYSTEME
D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
COMMUNE D'EL HARRACH – ALGER***

Présenté par :

M^r. BENNAMANE MOHAMED AISSAM

M^r. TRAD ABDELJALIL

Devant le jury composé de :

M^r. SAOU ABDELHAMID

M^r. CHENAFI AZZEDDINE

M^r. BRAKENI ABDERZAK

Président

Promoteur

Examineur

Promotion : 2019/2020

REMERCIEMENTS

En premier lieu, je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage, la volante et la patience pour mener ce modeste travail.

Nous remercions les membres de jury pour avoir accepté de lire et de juger notre modeste travail.

Nous remercions notre cher enseignant et promoteur M^r Chenafi Azzeddine de nous avoir assistés et orientés durant toute cette période, en nous accordant toute l'attention et le temps qu'il faut.

Nous remercions très chaleureusement nos chères familles sans oublier M^r Azzaz Soufiane , M^r Zidouni Abdelaziz, M^r Amara Lyes, M^r Berrekxi Ali, M^r Arezki Larbi et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Sommaire

Introduction générale	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE	
I.1 Introduction	2
I.2 Situation géographique.....	2
I.3 Situation topographique	3
I.4 Situation géologique	3
I.5 Réseau hydrographique	4
I.6 Situation climatique	4
I.6.1 Les températures	4
I.6.2 Les précipitations	5
I.7 Situation hydraulique existante	7
Conclusion.....	8
CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS	
II.1 Introduction.....	9
II.2 Évaluation de la population à différents horizons	9
II.3 Évaluation de la consommation moyenne journalière.....	10
II.3.1 Les besoins domestiques.....	11
II.3.2 Les autres Besoins	11
II.3.3 Récapitulation des besoins en eaux de la zone d'étude	12
II.4 Majoration de la consommation moyenne journalière	12
II.5 Variation de la consommation journalière.....	13
Conclusion.....	14
CHAPITRE III : RESERVOIRS	
III.1 Introduction	15
III.2 Définition d'un réservoir.....	15
III.3 Principales fonctions d'un réservoir.....	15
III.4 Choix du type de réservoir	16
III.5 Classification des réservoirs	16
III.6 Equipements des réservoirs	17
III.6.1 Conduite d'adduction	17
III.6.2 Conduite de distribution	17
III.7 Capacité du réservoir.....	20
III.7.1 Détermination de la valeur de P (%)	20

III.7.2 Le volume total du réservoir.....	20
III.7.3 Dimensionnement du réservoir projeté.....	21
III.8 Détermination des capacités des réservoirs	21
III.8.1 Dimensionnement du réservoir pour l'étage Mohammadia	21
III.8.2 Dimensionnement du réservoir pour l'étage Belfort 85	22
III.8.3 Dimensionnement de réservoir pour l'étage Belfort 55	23
Conclusion.....	25

CHAPITRE IV : ADDUCTION

IV.1 Introduction	26
IV.2 Type d'adduction.....	26
IV.2.1 Adduction gravitaire.....	26
IV.2.2 Adduction par refoulement.....	26
IV.2.3 Adduction mixte	26
IV.3 Choix du tracé	26
IV.4 Choix du type des conduites	27
IV.5 Organes et accessoires de l'adduction	28
IV.5.1 Organes de sectionnement.....	28
IV.5.1.1 Robinet vanne.....	28
IV.5.1.2 Robinet vanne papillon.....	28
IV.5.2 Organes de protection.....	29
IV.5.2.1 Ventouse.....	29
IV.5.2.2 Clapet	29
IV.5.2.3 Vanne de vidange	30
IV.5.3 Organes de régulation.....	30
IV.5.3.1 Vanne de régulation du débit	30
IV.5.3.2 Vanne de régulation de la pression amont.....	30
IV.5.3.3 Vanne de régulation de la pression aval	30
IV.5.4 Organes de branchement	30
IV.5.4.1 Les coudes	30
IV.5.4.2 Les Tés	30
IV.5.4.3 Les cônes	30
IV.6 Description du schéma d'adduction.....	30
IV.7 Etude technico-économique	31
IV.8 Calcul hydraulique	31
IV.8.1 Calcul du diamètre économique	31

IV.8.1.1 Les conduites de refoulement.....	31
IV.8.2 Calcul de la vitesse	32
IV.8.3 Calcul des pertes de charge	32
IV.8.3.1 Les pertes de charge linéaires (H_L)	32
IV.8.3.2 Les pertes de charge singulières H_s	33
IV.8.3.3 Les pertes de charge totales H_t	33
IV.8.4 Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT).....	33
IV.8.5 Puissance absorbée par la pompe	34
IV.8.6 Energie consommée par la pompe.....	34
IV.8.7 Frais d'exploitation	34
IV.8.8 Frais d'amortissement	34
IV.8.9 Calcul du bilan	35
IV.9 Application numérique.....	35
IV.9.1 Tronçon N°01: HS vers RP	35
IV.9.1.1 Caractéristiques du tronçon	35
IV.9.1.2 Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT).....	36
IV.9.1.3 Étude économique	36
IV.9.2 Tronçon N°02: RP vers R2.....	37
IV.9.2.1 Caractéristiques du tronçon	37
IV.9.2.2 Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT).....	37
IV.9.2.3 Étude économique	37
IV.9.3 Tronçon N°03: RP vers R1.....	39
IV.9.3.1 Caractéristiques du tronçon	39
IV.9.3.2 Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT).....	39
IV.9.3.3 Étude économique	39
IV.10 Le schéma général du projet	41
Conclusion.....	41

CHAPITRE V : POMPES

V.1 Introduction	42
V.2 Classification des pompes	42
V.2.1 Les pompes volumétriques	42
V.2.2 Les Turbopompes	42
V.3 Choix du type de pompe.....	43
V.4 Caractéristique hydraulique d'une pompe centrifuge.....	43
V.4.1 Le débit pompé Q	43

V.4.2 Vitesse de rotation de la pompe N	43
V.4.3 La hauteur manométrique totale (HMT)	44
V.4.3.1 La hauteur géométrique d'élévation H_g	44
V.4.3.2 Les pertes de charge totales H_t	44
V.4.4 Les puissances utiles et absorbées	45
V.4.4.1 Puissance absorbée par la pompe	45
V.4.4.2 Puissance hydraulique ou utile (P_u)	45
V.4.5 Le rendement de la pompe.....	45
V.5 Les courbes caractéristiques	46
V.5.1 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge	46
V.5.1.1 La courbe débit hauteur	46
V.5.1.2 La courbe de rendement débit.....	46
V.5.1.3 La courbe des puissances absorbées débit	46
V.5.2 Courbe caractéristique de la conduite.....	46
V.6 Couplage des pompes	47
V.6.1 Couplage en série.....	47
V.6.2 Couplage en parallèle	47
V.7 Point de fonctionnement.....	48
V.7.1 Recherche du point de fonctionnement	48
V.7.2 Réalisation du point de fonctionnement désiré.....	48
V.8 Etude de la cavitation	52
V.9 Les pompes installées à chaque station	53
V.9.1 Les pompes installées à la station (SP1).....	53
V.9.1.1 Caractéristique de la conduite.....	53
V.9.1.2 Caractéristiques du dispositif Moteur, pompe et conduite	54
V.9.1.3 Vérification de la cavitation.....	56
V.9.2 Pompes installées à la station (SP2)	56
V.9.2.1 Caractéristiques de la conduite	56
V.9.2.2 Caractéristiques du dispositif Moteur, pompe et conduite	57
V.9.2.3 Vérification de la cavitation.....	58
V.9.3 Pompes installées à la station (SP3)	58
V.9.3.1 Caractéristique de la conduite.....	58
V.9.3.2 Caractéristiques du dispositif Moteur, pompe et conduite	59
V.9.3.3 Vérification de la cavitation.....	62
Conclusion.....	62

CHAPITRE VI : POSE ET PROTECTION DES CONDUITES

VI.1 Introduction	64
VI.2 Protection des conduites contre le coup de bélier	64
VI.2.1 Description du phénomène	64
VI.2.2 Causes du phénomène	64
VI.2.3 Analyse physique du coup de bélier	64
VI.2.4 Les conséquences du coup de bélier	66
VI.2.5 Moyens de protection contre le coup de bélier.....	67
VI.2.5.1 Volant d'inertie.....	67
VI.2.5.2 Soupapes de décharge	67
VI.2.5.3 Les ventouses	68
VI.2.5.4 Réservoir d'air.....	68
VI.2.5.5 Cheminée d'équilibre	69
VI.2.6 Etude du coup de bélier.....	70
VI.2.6.1 La valeur du coup de bélier	70
VI.2.7 Application numérique du coup de bélier	72
VI.2.8 Calcul du réservoir d'air.....	73
VI.2.8.1 Méthodes de calculs.....	73
VI.2.8.2 Dimensionnement du réservoir d'air pour la conduite HS-RP.....	76
VI.2.8.3 Dimensionnement du réservoir d'air pour la conduite RP-R1	78
VI.2.8.4 Dimensionnement du réservoir d'air pour la conduite RP-R2	78
VI.3 Pose des conduites.....	78
VI.3.1 Généralités.....	78
VI.3.2 Différentes poses de la canalisation	78
VI.3.2.1 Pose en terre	78
VI.3.2.2 Pose en mauvais terrains	79
VI.3.2.3 Pose en galerie.....	80
VI.3.2.4 Pose en pente	81
VI.3.2.5 Traversée d'une rivière.....	81
VI.3.3 Stabilisation des conduites	82
VI.4 L'organisation d'un chantier	83
VI.4.1 Différents travaux à entreprendre.....	83
VI.4.1.1 Travaux concernant l'adduction.....	83
VI.4.1.2 Travaux concernant les stations de pompage	84
VI.4.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction	85

VI.4.2.1 Déblais d'excavation	85
VI.4.2.2 Remblais compacté.....	86
VI.4.2.3 Frais total des travaux d'adduction	87
VI.4.3 Choix des engins de terrassement	87
VI.4.3.1 Pelle hydraulique.....	87
VI.4.3.2 Bulldozer	88
VI.4.3.3 Chargeur	89
VI.4.3.4 Compacteur	89
VI.4.3.5 Camion malaxeur	89
VI.4.4 Planification des travaux	90
VI.4.5 Construction du réseau	90
VI.4.6 Définitions des tâches et leurs durées	91
VI.4.6.1 La durée d'excavation	91
Conclusion.....	92
Conclusion générale	93

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE

<i>Tableau I- 1:Variation des pluies journalières maximales et pluies mensuelles moyennes interannuelles</i>	6
--	---

CHAPITRE II : ESTIMATION DES BESOINS

<i>Tableau II- 1:Evaluation de la population pour les différents horizons</i>	10
<i>Tableau II- 2:Les besoins domestiques à différents horizons</i>	11
<i>Tableau II- 3:Détermination des besoins des autres secteurs</i>	11
<i>Tableau II- 4:Récapitulation de la consommation moyenne totale</i>	12
<i>Tableau II- 5:Majoration de la consommation maximum journalière</i>	13
<i>Tableau II- 6:Variation de la consommation journalière aux différents horizons</i>	14

CHAPITRE III : LES RESERVOIRS

<i>Tableau III- 1:Calcul de volume du réservoir pour l'étage mohammadia</i>	21
<i>Tableau III- 2:Calcul de volume du réservoir pour l'étage Belfort 85</i>	22
<i>Tableau III- 3:Calcul de volume du réservoir pour l'étage Belfort 55</i>	23

CHAPITRE IV : ADDUCTION

<i>Tableau IV- 1:Calcul de la HMT 1</i>	36
<i>Tableau IV- 2:Calcul des frais d'exploitation 1</i>	36
<i>Tableau IV- 3:Calcul des frais d'amortissement 1</i>	36
<i>Tableau IV- 4:Calcul du bilan global 1</i>	37
<i>Tableau IV- 5:Calcul de la HMT 2</i>	37
<i>Tableau IV- 6:Calcul des frais d'exploitation 2</i>	38
<i>Tableau IV- 7:Calcul des frais d'amortissement 2</i>	38
<i>Tableau IV- 8:Calcul du bilan global 2</i>	38
<i>Tableau IV- 9:Calcul de la HMT 3</i>	39
<i>Tableau IV- 10:Calcul des frais d'exploitation 3</i>	39
<i>Tableau IV- 11:Calcul des frais d'amortissement 3</i>	40
<i>Tableau IV- 12:Calcul du bilan global 3</i>	40
<i>Tableau IV- 13:Diamètres des conduites d'adduction</i>	40

CHAPITRE V : LES POMPES

<i>Tableau V- 1:Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température</i>	52
<i>Tableau V- 2: Les caractéristiques de la conduite de tronçon HS vers les réservoirs (RP)</i>	53
<i>Tableau V- 3:Recherche des points homologues du point désiré de la pompe</i>	54
<i>Tableau V- 4:Recherche des points homologues du point désiré de la pompe</i>	55
<i>Tableau V- 5:Les caractéristiques de la conduite de tronçon (RP) vers (R2)</i>	56
<i>Tableau V- 6:Les caractéristiques de la conduite de tronçon (RP) vers (R1)</i>	58
<i>Tableau V- 7:Recherche des points homologues du point désiré de la pompe</i>	60

CHAPITRE VI : PROTECTION ET POSE DES CONDUITES

<i>Tableau VI- 1:les valeurs numériques de coup de bélier pour les tronçons de refoulement. .</i>	<i>72</i>
<i>Tableau VI- 2: Développement des résultats de calcul du réservoir d'air pour la conduite HS-RP.</i>	<i>76</i>
<i>Tableau VI- 3:Calcul du volume du lit de pose.</i>	<i>86</i>
<i>Tableau VI- 4:Calcul du volume à excaver.</i>	<i>86</i>
<i>Tableau VI- 5:Calcul du volume du remblai de l'adduction.</i>	<i>87</i>
<i>Tableau VI- 6:Frais total des travaux d'adduction.</i>	<i>87</i>
<i>Tableau VI- 7:Temps de réalisation des opérations de l'adduction.</i>	<i>91</i>

Liste des figures

CHAPITRE I : PRESENTATION DU SITE

<i>Fig. I- 1:Présentation géographique de la région d'étude.</i>	2
<i>Fig. I- 2:Carte géologique de la région d'Alger</i>	3
<i>Fig. I- 3:Variation de la température minimale, maximale et moyenne</i>	5
<i>Fig. I- 4:Histogramme d'évolution des précipitations sur 73 ans</i>	7
<i>Fig. I- 6:Situation de réseaux existant d'alimentation en eaux potable pour la région d'étude.</i>	8

CHAPITRE III : LES RESERVOIRS

<i>Fig. III- 1:Conduite d'adduction.</i>	17
<i>Fig. III- 2:Conduite de distribution.</i>	17
<i>Fig. III- 3:Trop plein et vidange.</i>	18
<i>Fig. III- 4:Matérialisation de la réserve d'incendie.</i>	19
<i>Fig. III- 5:Schéma général de réservoir.</i>	19
<i>Fig. III- 6:Carte de tracé du projet.</i>	25

CHAPITRE IV : ADDUCTION

<i>Fig. IV- 1:Robinet vanne à opercule.</i>	28
<i>Fig. IV- 2:Robinet vanne papillon.</i>	28
<i>Fig. IV- 3:Ventouse à trois et à fonction unique.</i>	29
<i>Fig. IV- 4:Clapet anti retour.</i>	29
<i>Fig. IV- 5:Schéma général du projet.</i>	41

CHAPITRE V : LES POMPES

<i>Fig. V- 1:Les trois essentiels des turbopompes.</i>	43
<i>Fig. V- 2:Profile piézométrique d'une conduite de refoulement.</i>	45
<i>Fig. V- 3:Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.</i>	46
<i>Fig. V- 4:Courbe caractéristique de deux pompes couplée en série.</i>	47
<i>Fig. V- 5:Courbe caractéristique de deux pompes couplée en parallèle.</i>	47
<i>Fig. V- 6:Point de fonctionnement d'une pompe.</i>	48
<i>Fig. V- 7:Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.</i>	50
<i>Fig. V- 8:Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.</i>	51
<i>Fig. V- 9:Courbe caractéristique de la pompe et de la conduite.</i>	53
<i>Fig. V- 10:Recherche graphique du point homologue du point désiré de la pompe.</i>	55
<i>Fig. V- 11: Courbe caractéristique de la pompe et de la conduite.</i>	57
<i>Fig. V- 12: Courbe caractéristique de la pompe et de la conduite.</i>	59
<i>Fig. V- 13:Recherche graphique du point homologue du point désiré de la pompe.</i>	61

CHAPITRE VI : PROTECTION ET POSE DES CONDUITES

<i>Fig. VI- 1:Contraction de la conduite.</i>	65
<i>Fig. VI- 2:Écoulement au sens inverse.</i>	65
<i>Fig. VI- 3:Distension de la conduite.</i>	66
<i>Fig. VI- 4:Retours aux conditions initiales.</i>	66
<i>Fig. VI- 5:Volant d'inertie.</i>	67
<i>Fig. VI- 6:Fonctionnement d'une soupape de décharge.</i>	68
<i>Fig. VI- 7:Ventouse à trois fonctions et Ventouse à fonction unique.</i>	68
<i>Fig. VI- 8:Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.</i>	69
<i>Fig. VI- 9:Cheminée d'équilibre.</i>	69
<i>Fig. VI- 10:Les valeurs de la surpression dans les conduites gravitaires.</i>	71
<i>Fig. VI- 11:Les valeurs de dépression dans les conduites de refoulement.</i>	71
<i>Fig. VI- 12:Variation de la pression absolue en fonction de temps de la conduite HS-RP.</i> ...	77
<i>Fig. VI- 13:Epure de BERGERON pour la conduite HS-RP.</i>	77
<i>Fig. VI- 14:Coupe transversale d'une conduite enterrée.</i>	79
<i>Fig. VI- 15:Pose de canalisation dans un terrain peu consistant.</i>	80
<i>Fig. VI- 16:Pose de canalisation dans un terrain mouillé.</i>	80
<i>Fig. VI- 17:Pose de canalisation en galerie.</i>	81
<i>Fig. VI- 18:Pose de canalisation en pente.</i>	81
<i>Fig. VI- 19:Canalisation traversée d'une rivière.</i>	82
<i>Fig. VI- 20:Butée sur coude horizontal.</i>	82
<i>Fig. VI- 21:Butée sur coude vertical.</i>	82
<i>Fig. VI- 22:Butée sur branchement.</i>	83
<i>Fig. VI- 23:Butée sur un cône.</i>	83
<i>Fig. VI- 24:Pelle rétro hydraulique.</i>	88
<i>Fig. VI- 25:Bulldozer.</i>	88
<i>Fig. VI- 26: Chargeur.</i>	89
<i>Fig. VI- 27:Compacteur.</i>	89
<i>Fig. VI- 28:Camion malaxeur.</i>	90

Liste des abréviations et symboles

- a : La célérité des ondes (m/s).
- A : L'amortissement annuel (Annuité).
- AEP : Alimentation en Eau Potable.
- ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques.
- b : La valeur du coup de bélier (m).
- b_{tr} : Largeur de la tranchée.
- c : Coefficient de perte de charge.
- c' : Coefficient de perte de charge.
- C_a : Altitude du plan d'aspiration.
- CTN : Côte terrain naturel (m).
- CTP : Côte trop plein (m).
- d : Diamètre de la tuyère en (m).
- D : Le diamètre interne de la conduite en (m).
- d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère en (m).
- DA : Dinar algérien.
- D_{rog} : diamètre de la roue avant rognage.
- d_{rog} : diamètre de la roue après rognage.
- DN : Le diamètre nominal.
- D_r : Diamètre du réservoir (m).
- D_t : Diamètre de la tubulure (m).
- E : Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kWh).
- e : Epaisseur de la conduite (mm).
- F_{am} : Frais d'amortissement (DA).
- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA).
- g : Accélération de la pesanteur en (m^2/s).
- h : Perte de charge engendrée par le vannage en (m).
- h' : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol (m).
- H_1 : la hauteur manométrique totale au point désiré (m).
- h_1 : épaisseur de lit de pose.
- H_2 : la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe (m).
- H_a : Hauteur géométrique d'aspiration (m).
- hab : habitant.
- H_c : Hauteur dans la conduite en fonction du débit (m).
- H_g : La hauteur géométrique (m).
- H_L : Pertes de charge linéaires (m).
- HMT : La hauteur manométrique totale (m).
- H_p : La hauteur fournie par la pompe (m).
- H_r : La hauteur de l'eau dans le réservoir (m).
- H_{ref} : Hauteur géométrique de refoulement (m).
- HS : Complexe Harrach Sud.
- H_s : Les pertes de charge singulières (m).
- H_t : Pertes de charge totales (m).

h_{tr} : profondeur de la tranchée (m).
 h_v : tension de vapeur d'eau à la température considérée (m).
 H_v : Les hauteurs des points du courbe isorendement (m).
 i : Taux d'annuité
 J : Pertes de charge par frottement.
 J_a : Pertes de charge d'aspiration (m).
 J_r : Pertes de charge par frottement (m).
 K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
 K_f : Coefficient de majoration.
 $K_{max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal.
 $K_{min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimal.
 mr : Coefficient de rognage.
 L : Longueur de la conduite (m).
 L_r : Longueur du réservoir (m).
 l_r : Largeur du réservoir (m).
 L_{tr} : Longueur de la tranchée (m).
 m_1 : Coefficient dépend de c .
 m_2 : Coefficient dépend de c' .
 mce : Mètres de colonne d'eau.
 ml : Mètre linéaire.
 n : Nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.
 N : Vitesse de rotation de la pompe (tr/mn).
 N_i : Nombre de consommateurs par catégorie.
 $NPSH_d$: Charge nette d'aspiration disponible (m).
 $NPSH_r$: Charge nette d'aspiration requise (m).
 ONM : Office National de la Météorologie.
 P : précipitations (mm).
 $P\%$: Résidu maximal dans le réservoir en (%).
 P_0 : la population de l'année de référence.
 P_1 : Point désiré.
 P_a : Puissance absorbée par la pompe (kW).
 P_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mer (m).
 $PDAU$: Plan Directeur d'Aménagement et de l'Urbanisme.
 P_e : Prix unitaire du kWh.
 P_f : Point de fonctionnement.
 P_{moy} : Précipitation moyenne (mm).
 P_n : La population à l'horizon de calcul.
 PNS : Pression nominale de service (m).
 P_{unit} : le prix unitaire de la conduite (DA/m).
 Q : Débit qui transite dans la conduite en (m^3/s).
 Q_{dom} : Débit domestique (m^3/j).
 Q_{equip} : Débit d'équipements (m^3/j).
 q_i : La dotation moyenne journalière ($l/j/hab$).
 $Q_{max,j}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j).
 $Q_{min,j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.
 $Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier (m^3/j).

- $Q_{\text{moy},j}$: Débit moyenne journalière (m^3/j).
 $Q_{\text{moy},j,\text{maj}}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j).
 R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.
 r : Le pourcentage de rognage.
 $R1$: Le Château d'eau 1500 m^3 de Mohammadia.
 $R2$: Le Château d'eau 2000 m^3 de complexe Hassen Badi.
 Re : Nombre de REYNOLD.
 $Reng$: Le rendement de l'engin. (m^3/jrs).
 R_{max} : Les résidus maximaux trouvés dans la journée.
 R_{min} : Les résidus minimaux trouvés dans la journée.
 RN : Route nationale.
 RP : Le réservoir semi-enterré de complexe Hassen Badi ($10\,000 \text{ m}^3$ projeté).
 S : section de la conduite (m^2).
 $SEAAL$: Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger.
 S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe (m^2).
 $SP1$: La station de pompage projetée alimentera les réservoirs (RP)
 $SP2$: La station de pompage (SP2) projetée alimentera le Château d'eau (R2)
 $SP3$: La station de pompage (SP3) projetée alimentera le château d'eau (R1)
 $SPIK$: Système de Production Isser Keddara.
 t : Le temps (s).
 T : Température ($^{\circ}\text{C}$).
 T_1 : Le temps de pompage (heures).
 t_f : Le temps de fermeture (s).
 T_{max} : Température maximales ($^{\circ}\text{C}$).
 T_{min} : Température minimales ($^{\circ}\text{C}$).
 T_{moy} : Température moyenne ($^{\circ}\text{C}$).
 Tp_1 : Le temps de pompage égale à 20 heures.
 U : Nouveau volume d'air (m^3).
 U_0 : Le volume d'air (m^3).
 U_{max} : Le volume maximal du réservoir d'air (m^3).
 U_t : Le volume total du réservoir d'air (m^3).
 V : Vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).
 V_1 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (m/s).
 V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (m/s).
 V_c : Volume occupé par la conduite (m^3).
 V_{exc} : Volume des déblais (m^3).
 V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite en (m/s).
 V_{inc} : Volume d'incendie estimé à 120 m^3 .
 V_{max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3).
 V_r : Volume du réservoir (m^3).
 V_s : Volume du lit de sable (m^3).
 V_T : Capacité totale du réservoir (m^3).
 Z : Pression dans le réservoir d'air (m).
 Z_0 : Pression absolue de la conduite (m).
 Z_{max} : La valeur maximale de la pression (surpression) (m).

Z_{\min} : La valeur maximale de la pression (dépression) (m).

$\frac{P_0}{W}$: Pression au point d'aspiration en (m).

Δh_1 : La perte de charge à la montée de l'eau (m).

Δh_2 : La perte de charge à la descente de l'eau (m).

τ : taux d'accroissement naturel de la population en pourcentage.

λ : Coefficient de pertes de charge.

ρ : Masse volumique de l'eau égale 1000 kg/m^3 .

η : Rendement de la pompe en % .

δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal (m).

Introduction
Générale

Introduction générale

Lorsqu'on parle de l'eau, on pense à la vie. En aucun cas ne sera cette dernière sans l'existence de l'eau. Ce qui est apparent c'est que l'eau est inépuisable car elle représente les 3/4 de notre planète, tandis qu'en réalité le taux d'eau douce approprié à l'homme est très faible. Elle a une forte tendance à se réduire vu la croissance démographique et la pollution.

Les pays en voie de développement qui n'ont pas des ressources en eau considérables, l'Algérie fait partie, elle souffre d'un déficit notable qui est dû en général à une faible pluviométrie, à une mal répartition de la ressource en eau, à une sécheresse s'étendant sur plusieurs années et à la baisse des taux de régénération de la nappe phréatique.

Les objectifs de notre travail sont :

- sécuriser l'alimentation des deux communes d'El Harrach et Mohammadia (résoudre le problème de perturbation d'alimentation à cause d'une saturation de complexe Bordj El Kiffan au période estivale).
- satisfaire les besoins en eau potable des communes El Harrach et Mohammadia à partir d'un piquage sur la conduite principale du système SPIK (Système de Production Isser Keddara) qui est alimenté à partir du barrage de Keddara et le barrage de Beni Amrane.

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

- En premier lieu, nous allons présenter le site du projet. Le but est de décrire les différentes situations : géographique, topographique, climatique et hydraulique ;
- En second lieu, nous présenterons les estimations des différents besoins de la population, le but est de faire un bilan des besoins à satisfaire à l'horizon futur ;
- Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage afin de satisfaire les besoins de la population ;
- Dans le quatrième chapitre, on s'intéressera au dimensionnement des conduites d'adduction, en se basant sur l'influence des paramètres technico- économiques.
- Dans le cinquième chapitre, on traitera aussi la partie pompage. En effet nous déterminerons les pompes adéquates à nos installations à partir de catalogue des groupes électro-pompes ;
- Par la suite, nous passerons, dans le sixième chapitre, à la protection et à la pose des conduites en prenant toutes les dispositions nécessaires afin d'avoir un réseau fiable, durable et élaborer une étude d'organisation de chantier pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution ;
- Nous terminerons notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I
Présentation du site

I.1 Introduction

Notre étude a pour objectif l'alimentation en eau potable des communes El Harrach et Mohammadia ; pour cela, on a commencé ce travail par une collecte de toutes les données nécessaires à cette étude.

Cette partie de l'étude sera consacrée à la description du site du projet à savoir : géographie, topographie, géologie, hydrologie, les sources aménagées, climat.

Notre périmètre d'étude est situé à environ 12 km à l'Est d'Alger, au cœur de la baie d'Alger. Elle est délimitée à l'Ouest par l'Oued El Harrach au Nord par la mer méditerranée, au Sud par la route nationale (RN 5) et à l'Est par les communes de Bordj El Kiffan, Bab Ezzouar et Oued Smar.

I.2 Situation géographique

- Mer Méditerranée au Nord.
- Bordj El Kiffan et Bab Ezzouar à l'Est.
- Oued Smar et Les Eucalyptus au Sud.
- Et Bourouba et Bachdjerrah et Baraki à l'Ouest.

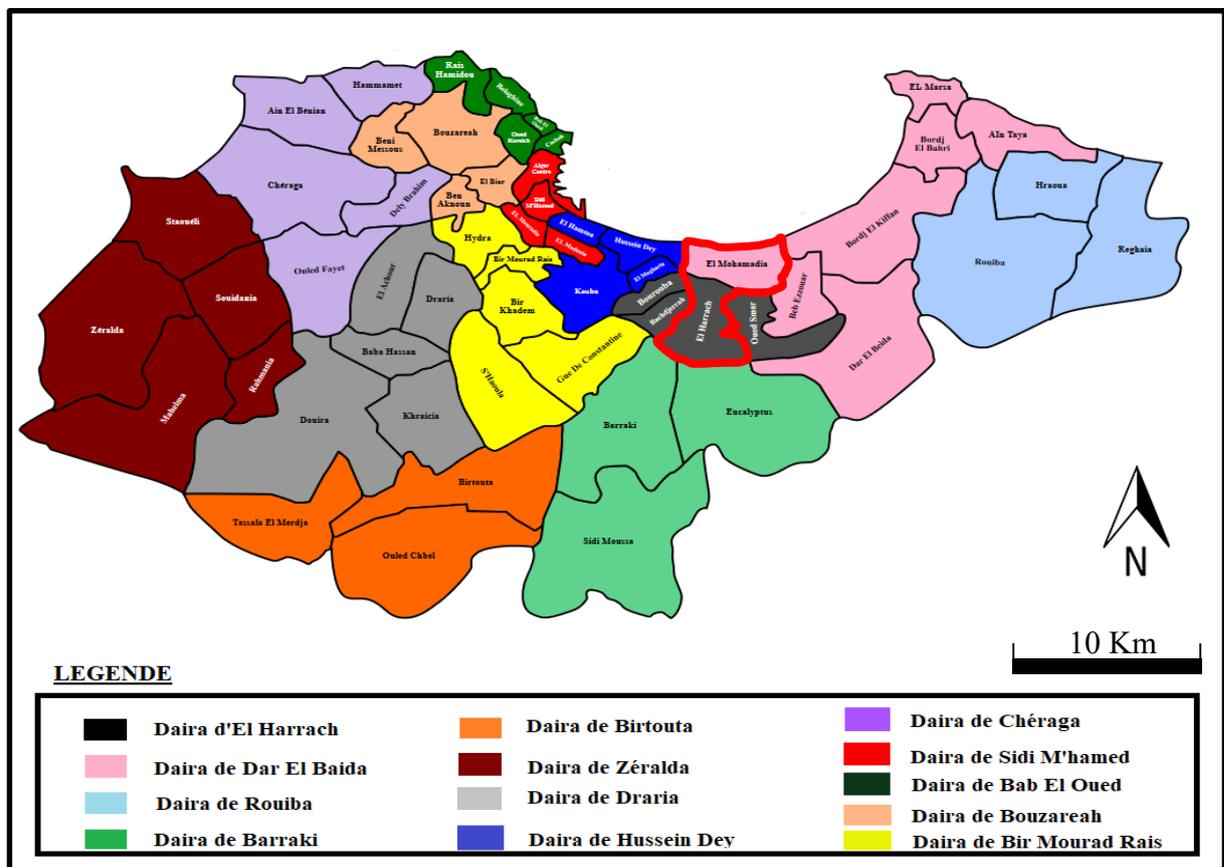


Fig. I- 1:Présentation géographique de la région d'étude. [2]

I.3 Situation topographique [1]

La région étudiée est située dans la partie Nord de l'Algérie, couvre une superficie de 17.69 km², elle appartient au bassin versant de l'Oued El Harrach, couvre une superficie d'environ 1250 km², se partage en trois (03) parties appartenant l'une à l'Atlas Blidéen (600 km²), l'autre à la plaine de la Mitidja (550 km²) et la troisième au versant du Sahel (100 km²). La zone d'étude est une zone de basse altitude, d'une altitude moyenne de 22 m, à des altitudes qui varient entre 2 m à 54 m.

I.4 Situation géologique

Dans notre zone d'étude les faciès rencontrés appartiennent à la formation des « argiles et argiles marneuses, caillouteuses, beige-jaunâtres » du quaternaire d'El Harrach. Le terrain est constitué : par des formations sont connues sous le nom de « marnes d'El-Harrach », elles correspondent à une séquence uniforme d'argiles jaunâtres ou grises, avec quelques cailloutis et lentilles de graviers épais de 2 à 6 m. La série des marnes est d'une épaisseur de 100 m. Ces marnes sont visibles en surface à El-Harrach. Notre terrain a subi plusieurs phases tectoniques ainsi qu'une intense érosion lui donnant un relief très compliqué.

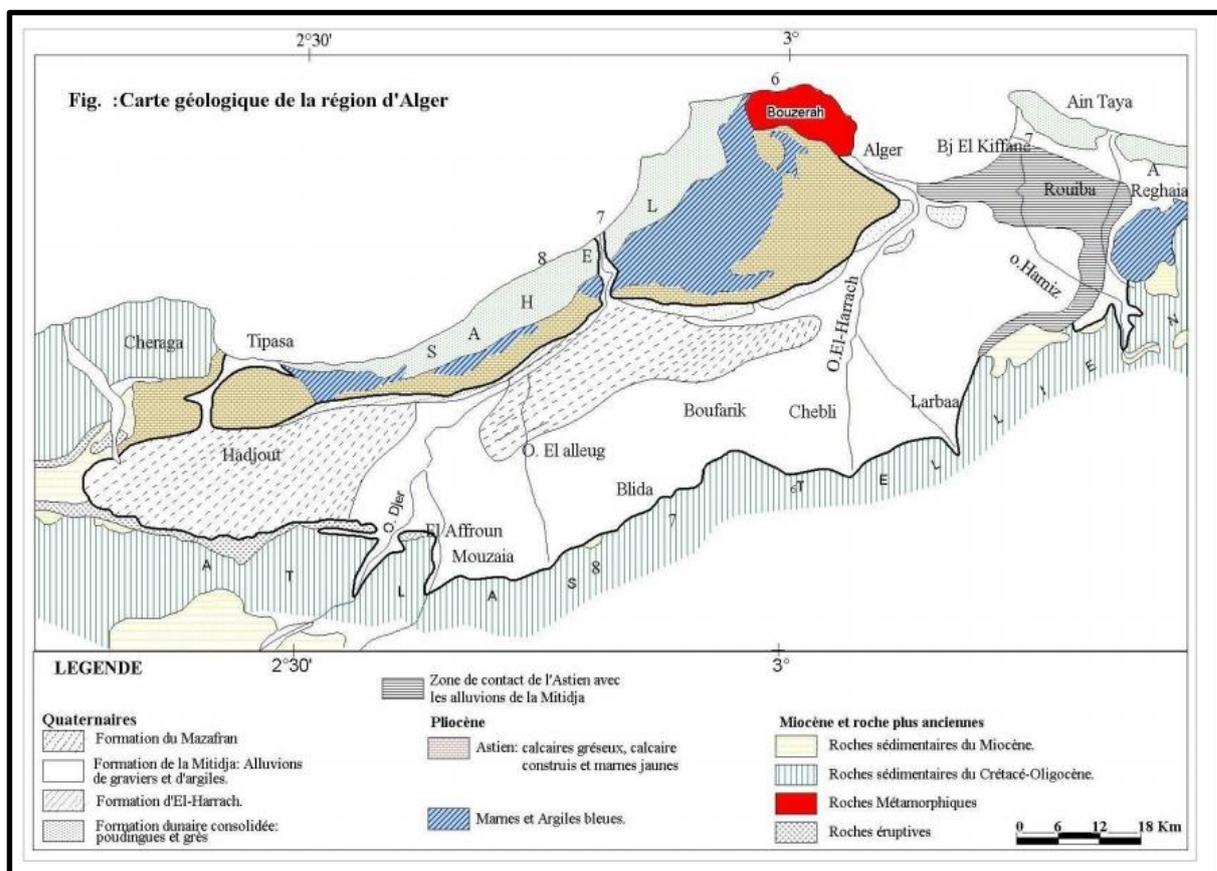


Fig. I- 2: Carte géologique de la région d'Alger. [3]

I.5 Réseau hydrographique [1]

La zone appartient au bassin versant de l'Oued El Harrach qui prend sa source dans la partie Nord de l'Atlas Tellien. Il y a deux Oueds de source, l'Oued Lakhra et l'Oued El Maktaa. Ces deux cours d'eau se rejoignent environ 10 km en amont d'Hammam Melouane, pour former l'Oued El Harrach proprement dit Tellien par la percée du Rocher des Pigeons puis élargit son cours dans la plaine de la Mitidja. Dans sa traversée de la plaine de Mitidja, l'Oued El Harrach reçoit en rive droite l'Oued Djemaa, puis, environ 3 km avant l'embouchure en mer, l'Oued El Harrach reçoit l'Oued Smar, issu de la Mitidja, un cours d'eau récepteur des zones d'Oued Smar et El Harrach Sud. L'alimentation de notre périmètre d'étude a été renforcée par deux forages de faible débit Ali Talha et Houch Abbas, les deux forages sont arrêtés pour cause d'une contamination en 2019.

I.6 Situation climatique

La région d'Alger est régie par un climat méditerranéen modéré caractérisé par l'alternance d'une saison sèche et chaude et d'une saison humide, pluvieuse et relativement froide. La température dépasse rarement les 40°C et ne descend presque jamais au-dessous de 0°C. Les précipitations moyennes interannuelles sont de l'ordre de 580 mm. Les deux contraintes climatiques sont constituées par les vents d'Ouest dominants qui nécessitent des brise-vent, et la grêle qui se manifeste en moyenne 12 jours/an sur le Sahel. Il est à noter le sirocco qui peut durer jusqu'à 20 jours par an en moyenne. Une synthèse des paramètres climatiques, à savoir la température T en (°C) et les précipitations P en (mm), s'avère nécessaire pour compléter les informations caractérisant le site étudié. Pour cela, une collecte de données climatiques a été effectuée auprès de la station météorologique de Dar El Beida (ONM) et la station de Baraki.

I.6.1 Les températures

La variation de la température moyenne mensuelle des valeurs maximales journalières, minimales journalières et moyennes de la station d'El Dar El Beida pendant la période (1974-2005) sont représentées sur la figure ci-dessous, la valeur de la température moyenne interannuelle au niveau de la station de Dar EL Beida est de 18.1°C.

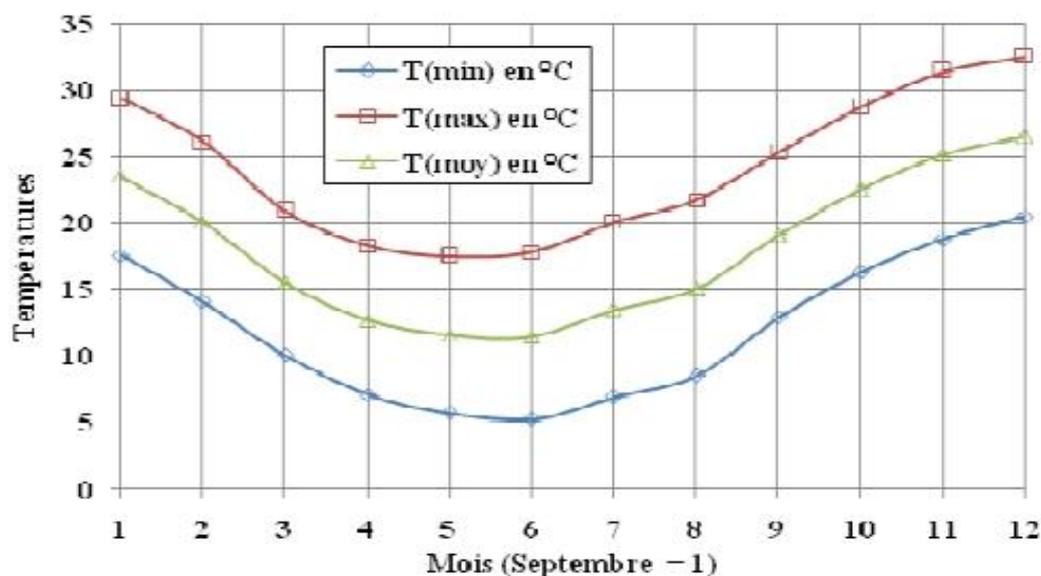


Fig. I- 3: Variation de la température minimale, maximale et moyenne. [15]

On distingue deux périodes :

- La première période : c'est la période froide qui s'étale du mois de Novembre jusqu'au mois d'Avril avec des températures moyennes $\geq 10^{\circ}\text{C}$. Le mois le plus froid est le mois de février avec une température de 5.2°C .
- La deuxième période : c'est la période chaude, de Mai à Octobre avec une température moyenne supérieure à la moyenne annuelle. Août est le mois le plus chaud de l'année avec une moyenne des températures maximales égale à 32.5°C .

I.6.2 Les précipitations

Avant de parler de l'état actuel de la précipitation sur l'échelle de la côte algéroise, on présente un aperçu historique. Cependant, sur une période de 60 ans (1931-1990), l'analyse des données pluviométriques de la station d'Alger, laisse présager une augmentation relative des précipitations au printemps (+ 16 mm), malgré une baisse générale de la pluviométrie de l'ordre de 10 %, et en été (+ 9 mm). Le scénario climatique moyen à horizon 2020 confirme ces résultats qui supposent un report de la saison des pluies au printemps-été au lieu de l'automne-printemps. Actuellement, il tombe sur cette zone, une moyenne de 550 à 750 mm d'eau par an, ce qui permet de classer le site parmi l'étage bioclimatique subhumide à grande valeur agricole. Les premières pluies tombent généralement entre septembre et novembre, les dernières en avril- mai. Bien que les événements pluvieux soient peu fréquents et durent peu longtemps, ils sont néanmoins intenses. Ce qui signifie que les inondations peuvent être dangereuses et provoquer de considérables dégâts humains et matériels. Au cours de trois dernières décennies,

les données pluviométriques de la station de Baraki la plus représentative (données collectées de l'ANRH d'Alger).donnent une moyenne interannuelle de 581 mm. Avec une pluie maximale journalière de 102.9 mm en septembre 1986.

Tableau I- 1: *Variation des pluies journalières maximales et pluies mensuelles moyennes interannuelles.* [16]

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pluies journalières maximale « mm »	102,9	68,00	76,00	71,80	73,30	52,60	46,30	67,40	45,10	33,30	34,50	33,70
Pluies Mensuelles Moyennes « mm »	30,54	53,52	92,16	94,65	84,86	71,49	52,32	54,35	36,55	8,47	4,73	7,13
P _{Moy} en %	5,2	9,1	15,6	16,0	14,4	12,1	8,9	9,2	6,2	1,4	0,8	1,2

Le tableau ci-dessus indique la variation des pluies journalières maximales à la station de Baraki sur une période de 31 ans (1980 – 2011). Par ailleurs et suite d'une étude établie par le ministère de l'environnement, montre une présentation générale d'évolution climatique, à travers la variation de la précipitation annuelle de la station d'EL Dar El Beida présenté sur la figure ci-dessous sur une série de 73ans.

Cette figure représente l'évolution des précipitations pendant plus de demi-siècle, indiquant ce qui suit :

- Tendance légèrement à la baisse non significative.
- Année hydrologique considérée comme sèche si le cumul est inférieur à 570 mm à Dar El Beida. L'année 1942 a été la plus déficitaire avec seulement 300 mm et l'année 1972 était la plus pluvieuse avec 1230 mm.

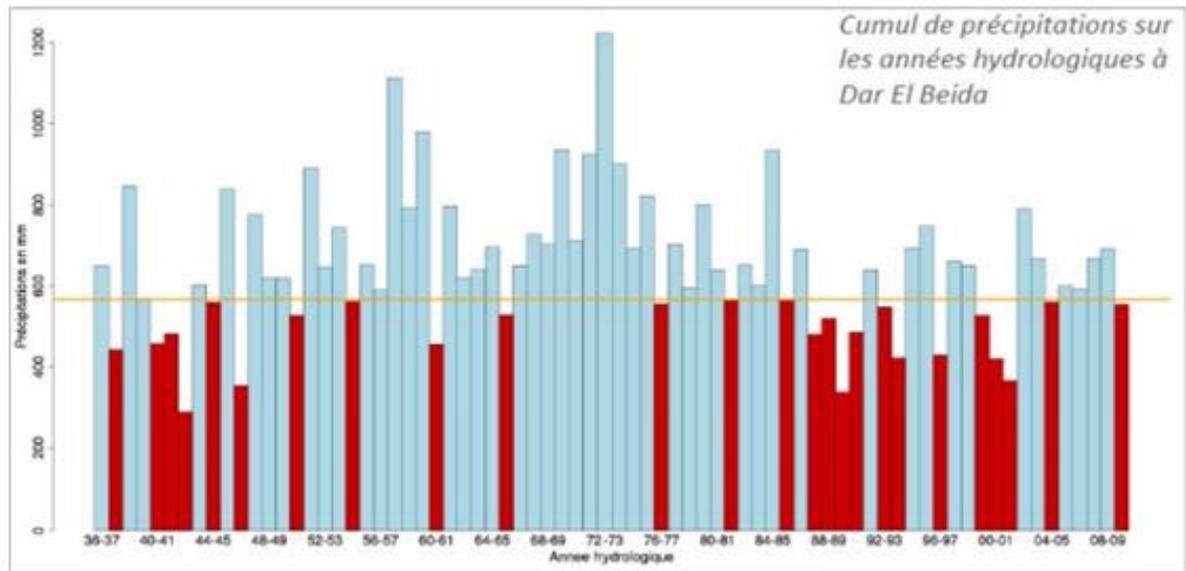


Fig. I- 4: Histogramme d'évolution des précipitations sur 73 ans. [15]

I.7 Situation hydraulique existante [17]

Actuellement, les réservoirs de la zone d'étude sont alimentés par le pompage depuis complexe Bordj El Kiffan Ouest (Château d'eau 2500 m³, CTP = 72 m et deux réservoirs semi-enterrés de capacité 10 000 m³, CTP = 41.5 m) par les eaux de barrage de TAKSEBT après un traitement à la station de Boudouaou.

Le Château d'eau de Mohammadia (CTP = 65 m, capacité de 1500 m³) est alimenté par pompage depuis le complexe de Bordj El Kiffan Ouest par une conduite DN 500 et un tronçon DN 300.

Pour le complexe Hassen Badi (Château d'eau capacité de 2000 m³, CTP = 85 m, (02) réservoirs semi-enterrés de capacité 2000 m³ et 1500 m³ avec CTP = 55 m) sont alimentés par la même conduite d'adduction de Mohammadia DN 500 par un pompage depuis complexe Bordj El Kiffan Ouest.

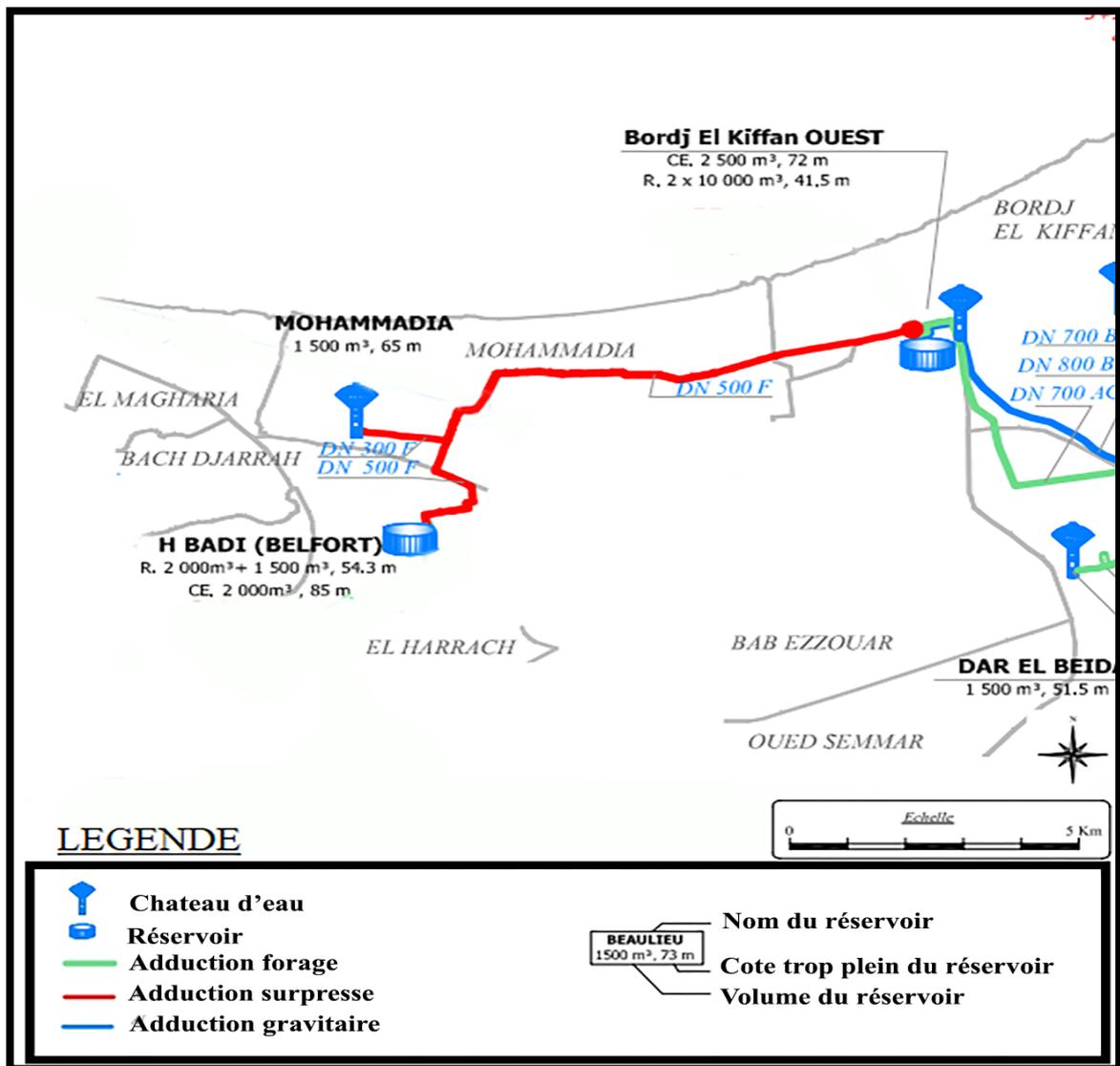


Fig. I- 5: Situation de réseaux existant d'alimentation en eaux potable pour la région d'étude. [17]

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue géographique, topographique, géologique, hydrographique, climatologique ainsi que les sources aménagées. Elles sont nécessaires pour la suite du projet, notamment le dimensionnement total d'un système adduction d'alimentation en eau potable.

Chapitre II
Estimation des besoins

II.1 Introduction

Une bonne conception d'un projet de renforcement d'alimentation en eau potable commence tout d'abord par une estimation convenable des multiples besoins que peut exiger l'agglomération en question.

Le calcul des besoins en eau d'alimentation pour une agglomération nous exige de donner une norme pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit...).

Pour l'essentiel, on peut dire que l'estimation en eau dépend de plusieurs facteurs tels que: l'évolution de la population, les ressources disponibles, les équipements existants et le niveau de vie de la population. Elle diffère aussi d'une période à l'autre et d'une agglomération à autre.

II.2 Évaluation de la population à différents horizons

Cette analyse est essentielle pour toutes les actions d'aménagements qui seront programmées pour satisfaire les besoins en eau de la population. Selon les services de la Wilaya d'Alger en 2008, la population de la région d'étude est de l'ordre 111412 habitants [17].

L'évaluation des besoins en eau à différents horizons, sera faite sur la base de l'évolution démographique de la population calculée par la formule des intérêts composés qui est la suivante :

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

Avec :

- P_n : la population à l'horizon de calcul ;
- P_0 : la population de l'année de référence ;
- T : taux d'accroissement naturel de la population en pourcentage ;
- n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon de calcul.

Selon les renseignements fournis par le Plan Directeur d'Aménagement et de l'Urbanisme (le PDAU) de la Wilaya d'Alger, le taux d'accroissement démographique de la zone d'étude [17] est estimé à 1 %.

Dans notre cas:

$$P_n = 111412 (1 + 1/100)^{37}$$

$$P_n = 160999 \text{ hab.}$$

Notre populations est répartie sur un ensemble d'étages, c'est une méthode appliquées par les services de SEAAL pour l'aménagement de la consommation de la population, les étages sont classifiés selon la hauteur des réservoirs de distribution.

Ainsi les étages concernés de notre étude sont comme [17] suit:

- BELFORT 55 27797 habitants
- BELFORT 85 83463 habitants
- MOHAMMADIA 49738 habitants

Le tableau (II-1) illustre l'évaluation de la population pour les différents horizons:

Tableau II- 1: Evaluation de la population pour les différents horizons.

Etages	Années		
	2008	2020	2045
BELFORT 55	19236	21676	27797
BELFORT 85	57757	65082	83463
MOHAMMADIA	34419	38784	49738
Évaluation de la population totale (hab)	111412	125542	160999

II.3 Évaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy.j}} = q_i \times N_i / 1000 \quad \text{II - 2}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$: Consommation moyenne journalière (m^3/j).
- N_i : Nombre de consommateurs par catégorie.
- q_i : La dotation moyenne journalière ($\text{l}/\text{j}/\text{hab}$).
- i : Nombre de groupes ($i=1, 2, 3, n$).

II.3.1 Les besoins domestiques

De ce fait, nous adopterons pour notre région une dotation de 150 l/j/hab, Le choix était pris pour satisfaire les besoins journalière des habitants et en considération des ressources existantes et les compétences des services de satisfaire les besoins futurs de population.

Tableau II- 2:Les besoins domestiques à différents horizons.

Etages	Horizon	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Besoins Domestiques (m³/j)
BELFORT 55	2045	27797	150	4169.624
BELFORT 85	2045	83463	150	12519.492
MOHAMMADIA	2045	49738	150	7460.713
Total	-	160999	-	24149.829

II.3.2 Les autres Besoins

A propos des besoins administratifs scolaires, sanitaires, socio-culturels, commerciaux. La méthode utilisée c'est que la valeur besoins égal à 30% de la consommation domestique [17].

Tableau II- 3:Détermination des besoins des autres secteurs.

Etages	Besoins domestiques (m³/j)	Consommation des autres secteurs (m³/j)
BELFORT 55	4169.624	1250.887
BELFORT 85	12519.492	3755.848
MOHAMMADIA	7460.713	2238.214
Total	24149.829	7244.949

II.3.3 Récapitulation des besoins en eaux de la zone d'étude

Les besoins totaux en eaux de chaque étage représentent le débit moyen journalier de l'étage et c'est la somme des besoins domestique et les besoins des autres secteurs et ils sont donnés par le tableau II-4.

Tableau II- 4: Récapitulation de la consommation moyenne totale.

Etages	Débit moyen journalier $Q_{moy,j}$ (m ³ /j)
BELFORT 55	5420.511
BELFORT 85	16275.340
MOHAMMADIA	9698.927
Total	31394.778

II.4 Majoration de la consommation moyenne journalière

On effectue une majoration de 20% afin de compenser les fuites au niveau du réseau d'alimentation en eau potable, qui sont en fonction du type des conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien, et cela, afin d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière ; donc le débit moyen journalier devient :

$$Q_{moy.j.maj} = K_f \times Q_{moyj} \quad II - 3$$

Avec :

- $Q_{moy.j.maj}$: Débit moyen journalier majoré (m³/j) ;
- K_f : coefficient de majoration ;
- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier (m³/j).

Tableau II- 5:Majoration de la consommation maximum journalière.

Agglomération	Débit moyen journalier $Q_{moy.j}(m^3/j)$	Coefficient de majoration K_f	Débit moyen journalier majoré $Q_{moy.j.maj}(m^3/j)$
BELFORT 55	5420.511	1.2	6504.613
BELFORT 85	16275.340	1.2	19530.408
MOHAMMADIA	9698.927	1.2	11638.712
Total	31394.778	-	37673.733

II.5 Variation de la consommation journalière

La variation de la consommation quotidienne d'eau est caractérisée par des coefficients d'irrégularités journalières $K_{max.j}$ et $K_{min.j}$.

Avec :

$$Q_{max.j} = K_{max.j} \times Q_{moy.j.maj} \quad II - 4$$

$$Q_{min.j} = K_{min.j} \times Q_{moy.j.maj} \quad II - 5$$

- $Q_{max.j}$: Débit d'eau maximal du jour le plus chargé de l'année ;
- $K_{max.j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 ;
- $Q_{min.j}$: Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année ;
- $K_{min.j}$: Coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9

Dans notre cas d'étude, nous avons pris: $K_{max.j} = 1.2$ et $K_{min.j} = 0.8$

On aura alors : $Q_{max.j} = 1.2 \times Q_{moy.j.maj}$ et $Q_{min.j} = 0.8 \times Q_{moy.j.maj}$

Tableau II- 6: Variation de la consommation journalière aux différents horizons.

Agglomération	Débit moyen journalier majoré (m ³ /j)	Coefficient d'irrégularité minimal (m ³ /j)	Débit minimal Journalier (m ³ /j)	Coefficient d'irrégularité maximal (m ³ /j)	Débit maximal journalier (m ³ /j)
BELFORT 55	6504.613	0.8	5203.690	1.2	7805.535
BELFORT 85	19530.408	0.8	15624.326	1.2	23436.49
MOHAMMADIA	11638.712	0.8	9310.970	1.2	13966.455

Conclusion

Dans cette partie, nous avons abordé une analyse sur le développement démographique de la zone d'étude avec une population totale de **160999 habitants** à l'horizon de 2045. L'étude de variation de la consommation indique un débit maximal journalier de chacun des étages concernés d'étude qui a pour l'objectif de procéder au dimensionnement des ouvrages et tous ces calculs serviront de bases pour le choix de ces derniers et ainsi leurs dimensionnements.

Chapitre III
Les réservoirs

III.1 Introduction

Les réservoirs servent à stocker temporairement l'eau potable en attendant sa distribution. Ils permettent essentiellement de réguler la pression et le débit entre la phase de production et la phase de consommation (du stockage à la consommation). Leur rôle est d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et de la restituer lorsqu'elle en devient supérieure.

III.2 Définition d'un réservoir

C'est un ouvrage important dans un réseau d'eau potable, Il sert de réserve d'eau et dispose d'un volume qui permet de :

- répondre à la variation horaire de la consommation aval ;
- stocker une réserve de sécurité (réserve incendie).

III.3 Principales fonctions d'un réservoir

On peut classer les fonctions principales assurées par les réservoirs selon deux points de vue, soit technique ou économique [5]:

❖ Du point de vue technique

Le réservoir assure les fonctions suivantes :

- La sécurité d'approvisionnement ;
- La régulation de la pression ;
- La simplification de l'exploitation.

❖ Du point de vue économique

Le réservoir permet la réduction:

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

Aussi les réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux différents incidents à titre d'exemple une panne électrique pouvant arrêter la station de pompage, remplacement d'une pompe, accident sur la conduite de refoulement...etc. Ils offrent aussi les quantités d'eau nécessaires pour combattre efficacement les incendies.

III.4 Choix du type de réservoir [4]

Le choix du type de réservoir à réaliser dépend essentiellement de la topographie de la zone à desservir et de la capacité requise. Pour notre projet, le terrain du site présente un relief accidenté, donc nous opterons pour des réservoirs semi-enterrés en béton armé car ce type présente plusieurs avantages dont :

- L'effet économique sur les frais de construction ;
- Une étude architecturale très simplifiée ;
- L'étanchéité est plus facile à réaliser ;
- La conservation de l'eau à une température constante.

III.5 Classification des réservoirs

Les réservoirs sont classés comme suit: [4]

- D'après la nature des matériaux, on distingue :
 - Les réservoirs métalliques ;
 - Les réservoirs en maçonnerie ;
 - Les réservoirs en béton armé, ordinaire ou précontraint.
- D'après la situation des lieux, ils peuvent être :
 - Enterrés ;
 - Semi enterrés ;
 - Surélevés sur tours.
- D'après des considérations esthétiques, ils doivent :
 - Affirmer les fonctions de l'ouvrage ;
 - S'intégrer au paysage.
- On peut ajouter une autre classification selon la forme :
 - Parallélépipédique ;
 - Cylindrique ;
 - Conique ;
 - Sphérique ;
 - Ou d'autre forme quelconque.

III.6 Equipements des réservoirs

Les réservoirs doivent être équipés [4] de :

III.6.1 Conduite d'adduction

L'eau arrive au réservoir par débordement afin de permettre son oxygénation. L'adduction doit s'obturer dès que l'eau atteint le niveau maximum du réservoir, cette obturation se réalise grâce à un robinet flotteur.

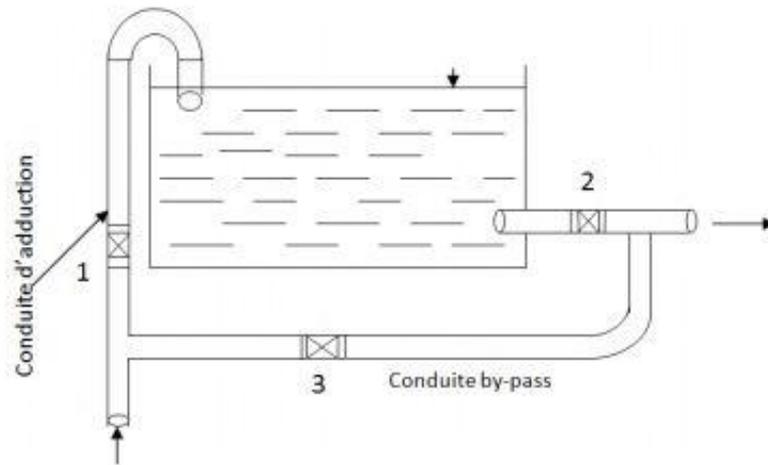


Fig. III- 1: Conduite d'adduction.

III.6.2 Conduite de distribution

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessous du radier en vue d'éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui, éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve, il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

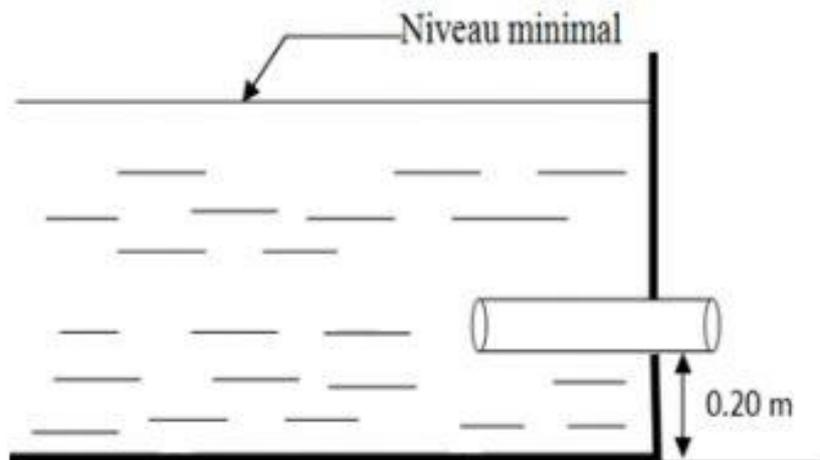


Fig. III- 2: Conduite de distribution.

III.6.3 La conduite de trop plein

Elle sert à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir vers un exutoire lorsque le niveau d'eau dans celui-ci atteint sa limite maximale. Il est prévu en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage.

Pour éviter l'intrusion d'insectes ou des moustiques, on aménage un siphon dans la conduite de trop plein.

III.6.4 Conduite de vidange

On l'installe au bas du réservoir et on la raccorde avec la conduite de trop plein. Elle comporte un robinet vanne pour d'éventuels nettoyages ou réparation dans le réservoir.

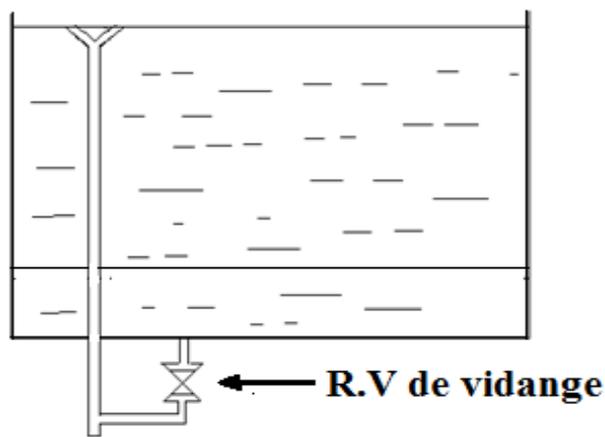


Fig. III- 3:Trop plein et vidange.

III.6.5 Conduite de by-pass

Ce dispositif relie l'adduction à la distribution. Il ne fonctionne qu'au moment du nettoyage ou de réparation du réservoir.

- En temps normal 1 et 2 sont ouvertes et 3 est fermée.
- En by-pass on ferme 1 et 2 et on ouvre 3 (voir la figure (III- 1))

III.6.6 Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut interdire son utilisation, pour cela, on utilise un système en siphon (voir la figure (III- 4)) (En temps normale:(1) est fermé et (2) est ouvert.

En cas d'incendie il suffit d'ouvrir le (1), la réserve dans ce cas est une zone d'eau morte, qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

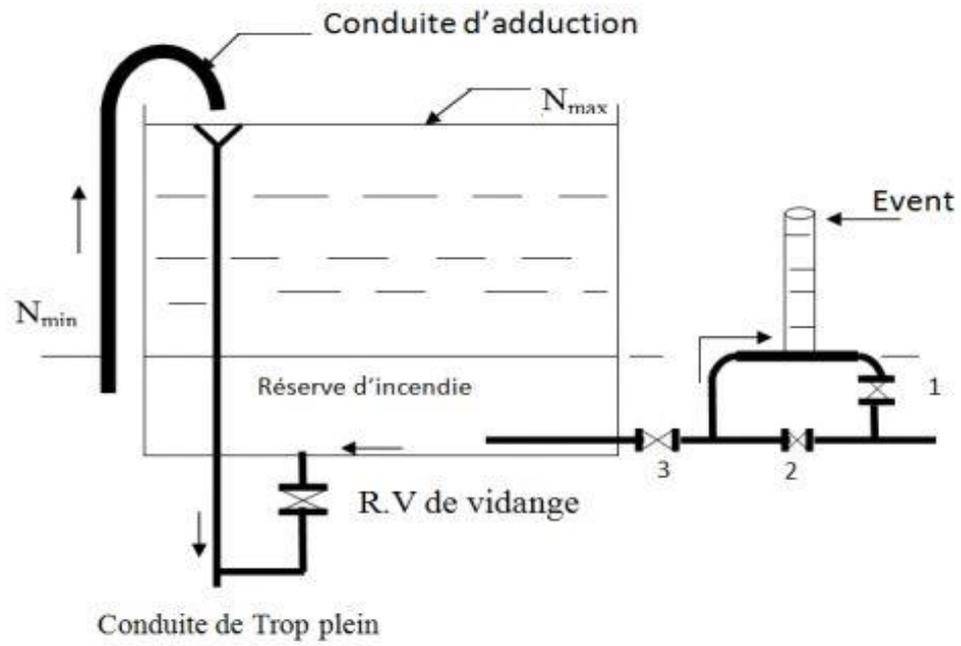


Fig. III- 4:Matérialisation de la réserve d'incendie.

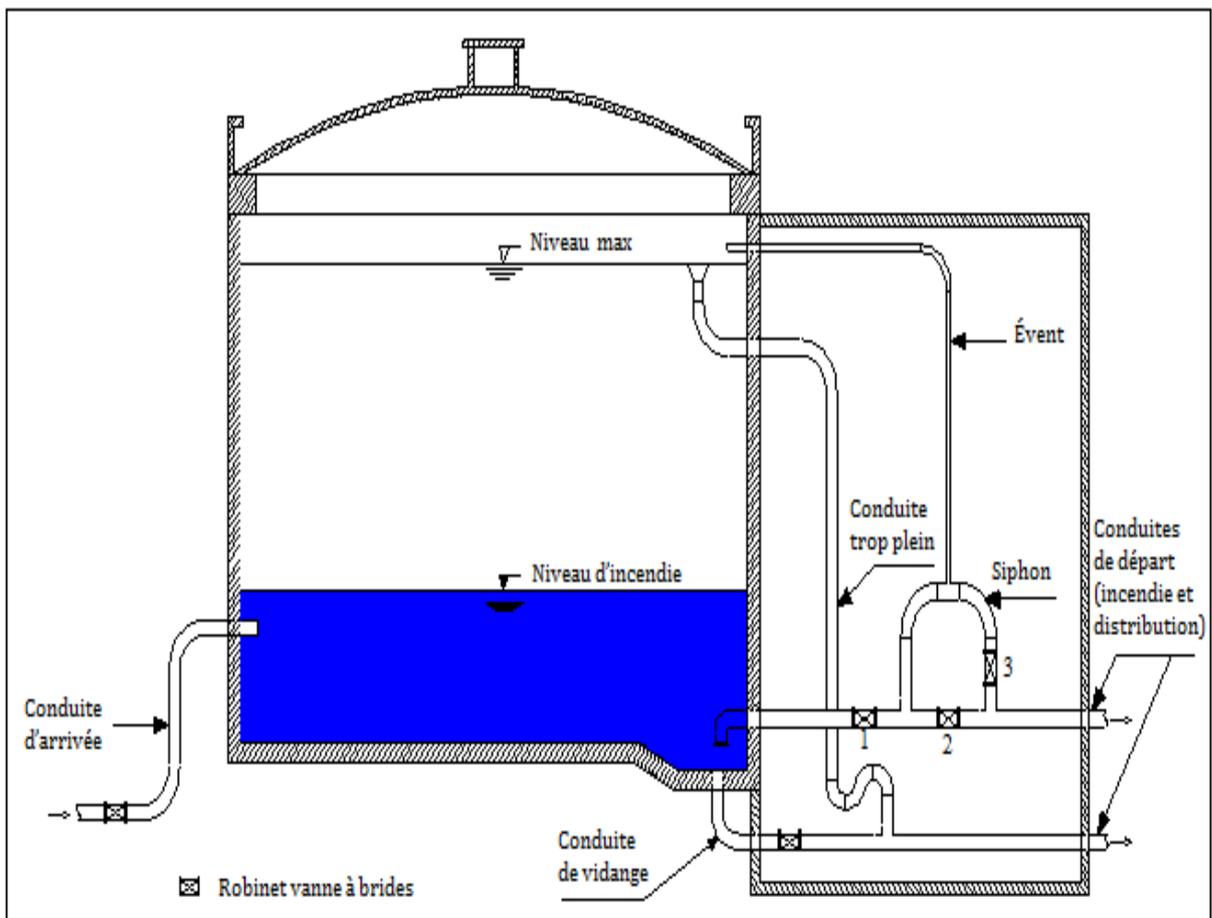


Fig. III- 5:Schéma général de réservoir.

III.7 Capacité du réservoir

Le volume attribuer au réservoir dépend principalement du débit entrant qui est uniformément réparti sur les heures de pompage, et du débit sortant qui est variable suivant la consommation horaire de la journée la plus chargée de l'année.

A partir de la différence entre le débit entrant et le débit sortant du réservoir, on calculera le volume de régulation. Le calcul de la capacité du réservoir se fait par deux méthodes :

- Méthode analytique.
- Méthode graphique.

Pour satisfaire le rôle qu'il doit jouer, le réservoir doit avoir une capacité suffisante. Le volume maximal de stockage du réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_{\max} = P\% \times \frac{Q_{\max} \cdot j}{100} \quad \text{III- 1}$$

Avec :

- V_{\max} : Volume maximal de stockage pour la consommation (m^3) ;
- $Q_{\max} j$: Consommation maximale journalière (m^3/j) ;
- $P (\%)$: Résidu maximal dans le réservoir en %.

III.7.1 Détermination de la valeur de P (%)

- Connaissant la valeur de $K_{\max h}$, on répartit la consommation maximale journalière sur 24h.
- On répartit ensuite, le débit de pompage qui se fait sur 20h tout au long de la journée.
- La différence entre l'apport et la distribution pour chaque heure de la journée, nous donne soit un surplus soit un déficit.
- On détermine le résidu dans le réservoir pour chaque heure, ce qui nous donnera la valeur maximale de P%, qui sera calculé par la formule suivant :

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

Avec :

- R_{\max} : Les résidus maximaux trouvés dans la journée ;
- R_{\min} : Les résidus minimaux trouvés dans la journée.

III.7.2 Le volume total du réservoir

Le volume total du réservoir est 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).

$$V_T = V_{\max} + V_{\text{inc}} \quad \text{III- 3}$$

Avec :

- V_T : capacité totale du réservoir (m^3) ;
- V_{inc} : volume d'incendie estimé à 120 m^3 .

III.7.3 Dimensionnement du réservoir projeté

Après avoir déterminé la capacité des réservoirs, on opte pour un réservoir rectangulaire, le calcul de ses dimensions sera faite à l'aide de la formule suivante :

$$V_r = l_r \times L_r \times H_r \quad \text{III- 4}$$

Avec :

- L_r : Longueur du réservoir (m) ;
- V_r : Volume du réservoir ;
- H_r : La hauteur de l'eau dans le réservoir.
- l_r : Largeur du réservoir.

III.8 Détermination des capacités des réservoirs

Le dimensionnement des réservoirs est pour le but d'assurer une autonomie de 24 heures de distribution.

III.8.1 Dimensionnement du réservoir pour l'étage Mohammadia

Pour l'étage de Mohammadia, la capacité du réservoir est établie à partir de débit de besoins de population de l'étage de son nom $Q_{\max j} = 13966.455 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le tableau (III-1) donne le calcul de la capacité du réservoir pour l'étage Mohammadia :

Tableau III- 1: Calcul de volume du réservoir pour l'étage mohammadia.

L'apport			Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
Heures	%	m^3/j	%	m^3/j	%	%	%
0-1	5	698.323	1.5	209.497	3.5	-	3.5
1-2	5	698.323	1.5	209.497	3.5	-	7
2-3	5	698.323	1.5	209.497	3.5	-	10.5
3-4	5	698.323	1.5	209.497	3.5	-	14
4-5	5	698.323	2.5	349.161	2.5	-	16.5
5-6	5	698.323	3.5	488.826	1.5	-	18
6-7	5	698.323	4.5	628.490	0.5	-	18.5
7-8	5	698.323	5.5	768.155	-	-0.5	18
8-9	5	698.323	6.25	872.903	-	-1.25	16.75
9-10	5	698.323	6.25	872.903	-	-1.25	15.5
10-11	5	698.323	6.25	872.903	-	-1.25	14.25

11-12	5	698.323	6.25	872.903	-	-1.25	13
12-13	5	698.323	5	698.323	0	0	13
13-14	5	698.323	5	698.323	0	0	13
14-15	5	698.323	5.5	768.155	-	-0.5	12.5
15-16	5	698.323	6	837.987	-	-1	11.5
16-17	5	698.323	6	837.987	-	-1	10.5
17-18	5	698.323	5.5	768.155	-	-0.5	10
18-19	5	698.323	5	698.323	0	0	10
19-20	5	698.323	4.5	628.490	0.5	-	10.5
20-21	0	0	4	558.658	-	-4	6.5
21-22	0	0	3	418.994	-	-3	3.5
22-23	0	0	2	279.329	-	-2	1.5
23-24	0	0	1.5	209.497	-	-1.5	0
Total	100	13966.455	100	13966.455	-	-	-

D'après le tableau (III-1), la valeur de P (%): $P_{\max} = |18.5| + |00| = 18.5$

D'où, on aura : $P\% = 18.5 \%$

Alors : $V_{\max} = 18.5 \times 13966.455 / 100 = 2583.794 \text{ m}^3$, $V_{\max} = 2583.8 \text{ m}^3$.

- Le volume d'incendie est estimé à **120 m³** permettant l'extinction d'un incendie pour une durée de deux heures (2h).

Comme nous devons assurer un volume d'incendie de 120 m³, Le volume total sera :

$$V_{\text{Moh}} = 2583.8 + 120 = 2703.8 \text{ m}^3.$$

III.8.2 Dimensionnement du réservoir pour l'étage Belfort 85

Ce réservoir assure la distribution vers la population de l'étage, Donc on aura:

$$Q_{\max j} = 23436.49 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Le tableau (III-2) donne le calcul de volume du réservoir pour l'étage Belfort 85 :

Tableau III- 2: Calcul de volume du réservoir pour l'étage Belfort 85.

L'apport			Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
Heures	%	m ³ /j	%	m ³ /j	%	%	%
0-1	5	1171.824	3	703.095	2	-	2
1-2	5	1171.824	3.2	749.968	1.8	-	3.8
2-3	5	1171.824	2.5	585.912	2.5	-	6.3
3-4	5	1171.824	2.6	609.349	2.4	-	8.7
4-5	5	1171.824	3.5	820.277	1.5	-	10.2
5-6	5	1171.824	4.1	960.896	0.9	-	11.1
6-7	5	1171.824	4.5	1054.642	0.5	-	11.6
7-8	5	1171.824	4.9	1148.388	0.1	-	11.7
8-9	5	1171.824	4.9	1148.388	0.1	-	11.8

9-10	5	1171.824	5.6	1312.443	-	0.6	11.2
10-11	5	1171.824	4.8	1124.951	0.2	-	11.4
11-12	5	1171.824	4.7	1101.515	0.3	-	11.7
12-13	5	1171.824	4.4	1031.206	0.6	-	12.3
13-14	5	1171.824	4.1	960.896	0.9	-	13.2
14-15	5	1171.824	4.2	984.333	0.8	-	14
15-16	5	1171.824	4.4	1031.206	0.6	-	14.6
16-17	5	1171.824	4.3	1007.769	0.7	-	15.3
17-18	5	1171.824	4.1	960.896	0.9	-	16.2
18-19	5	1171.824	4.5	1054.642	0.5	-	16.7
19-20	5	1171.824	4.5	1054.642	0.5	-	17.2
20-21	0	0	4.5	1054.642	-	-4.5	12.7
21-22	0	0	4.8	1124.951	-	-4.8	7.9
22-23	0	0	4.6	1078.079	-	-4.6	3.3
23-24	0	0	3.3	733.404	-	-3.3	0
Total	100	23436.49	100	23436.49	-	-	-

D'après le Tableau (III-2) la valeur de P (%): $P_{\max} = |17.2| + |00| = 17.2$

D'où, on aura : $P\% = 17.2 \%$

Alors : $V_{\max} = 17.2 \times 23436.49 / 100 = 4031.076 \text{ m}^3$, $V_{\max} = 4031.1 \text{ m}^3$

- Comme nous devons assurer un volume d'incendie de 120 m^3 .

$$V_{\text{Bel85}} = 4031.1 + 120 = 4151.1 \text{ m}^3.$$

III.8.3 Dimensionnement de réservoir pour l'étage Belfort 55

Le débit de besoins de population de l'étage Belfort 55 est de $Q_{\max,j} = 7805.535 \text{ m}^3/\text{j}$.

Le tableau (III-3) donne le calcul de volume de réservoir pour l'étage Belfort 55 :

Tableau III- 3: Calcul de volume du réservoir pour l'étage Belfort 55.

L'apport			Distribution		Surplus	Déficit	Résidu
Heures	%	m ³ /j	%	m ³ /j	%	%	%
0-1	5	390.277	1.5	117.083	3.5	-	3.5
1-2	5	390.277	1.5	117.083	3.5	-	7
2-3	5	390.277	1.5	117.083	3.5	-	10.5
3-4	5	390.277	1.5	117.083	3.5	-	14
4-5	5	390.277	2.5	195.138	2.5	-	16.5
5-6	5	390.277	3.5	273.194	1.5	-	18
6-7	5	390.277	4.5	351.249	0.5	-	18.5
7-8	5	390.277	5.5	429.304	-	-0.5	18
8-9	5	390.277	6.25	487.846	-	-1.25	16.75
9-10	5	390.277	6.25	487.846	-	-1.25	15.5
10-11	5	390.277	6.25	487.846	-	-1.25	14.25
11-12	5	390.277	6.25	487.846	-	-1.25	13

12-13	5	390.277	5	390.277	0	0	13
13-14	5	390.277	5	390.277	0	0	13
14-15	5	390.277	5.5	429.304	-	-0.5	12.5
15-16	5	390.277	6	468.332	-	-1	11.5
16-17	5	390.277	6	468.332	-	-1	10.5
17-18	5	390.277	5.5	429.304	-	-0.5	10
18-19	5	390.277	5	390.277	0	0	10
19-20	5	390.277	4.5	351.249	0.5	-	10.5
20-21	0	0	4	312.221	-	-4	6.5
21-22	0	0	3	234.166	-	-3	3.5
22-23	0	0	2	156.111	-	-2	1.5
23-24	0	0	1.5	117.083	-	-1.5	0
Total	100	7805.535	100	7805.535	-	-	-

D'après le Tableau (III-3) la valeur de P (%): $P_{\max} = |18.5| + |00| = |18.5|$

D'où, on aura : $P (\%) = 18.5 \%$

Alors : $V_{\max} = 18.5 \times 7805.535 / 100 = 1444.024 \text{ m}^3$, $V_{\max} = 1444.03 \text{ m}^3$

- Le volume d'incendie est estimé à 120 m^3 permettant l'extinction d'un incendie pour une durée de deux heures (2h).
- Donc : $V_{\text{Bel55}} = 1444.03 + 120 = 1564.03 \text{ m}^3$.

Le Réservoir semi-enterré du complexe Hassen Badi sera la source principale de l'alimentation de toute de l'agglomération d'étage Belfort 55 et le Château d'eau de l'étage Belfort 85 et le Château d'eau de Mohammadia,

$$V_T = V_{\text{Bel55}} + V_{\text{Bel85}} + V_{\text{Moh}}$$

$$V_T = 8418.93 \text{ m}^3.$$

On optera pour un réservoir semi-enterré (RP) de capacité $10\,000 \text{ m}^3$ au complexe Hassen Badi, d'une forme cylindrique avec les dimensions suivantes :

- Longueur $L_r = 55 \text{ m}$
- Largeur $l_r = 28 \text{ m}$
- Hauteur $H_r = 6.5 \text{ m}$

❖ Tracé du projet :



Fig. III- 6: Carte de tracé du projet.

Conclusion

Après avoir effectué tous les calculs sur le dimensionnement des réservoirs, il s'est avéré nécessaire de projeter un réservoir semi-enterré d'une capacité de $10\,000\text{ m}^3$ au complexe Hassen Badi.

Après avoir fait le dimensionnement final de réservoir, il nous paraît nécessaire de dimensionner les conduites véhiculant l'eau entre les réservoirs, où cette étude sera détaillée dans le chapitre ci-après.

Chapitre IV
Adduction

IV.1 Introduction

Dans chaque étude de réseau d'AEP, nous sommes souvent appelés à élever l'eau de son point de prélèvement (forage, piquage sur une conduite,...etc.) vers les ouvrages de stockage puis dans le réseau de distribution vers les consommateurs.

IV.2 Type d'adduction

Les différents types d'adduction se distinguent selon la topographie du terrain mais aussi la répartition des infrastructures de la ville à alimenter. Ils peuvent être classés en trois catégories : [8]

IV.2.1 Adduction gravitaire

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

IV.2.2 Adduction par refoulement

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques (électro- pompes). On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

IV.2.3 Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou inversement. La liaison entre les deux types de conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

IV.3 Choix du tracé [20]

Le tracé exige les conditions suivantes :

- Le profil doit être le plus régulier et le plus court possible (sur-profondeur et sous-profondeur sont parfois inévitables) afin de réduire les frais d'investissement ;
- Le profil sera étudié pour que l'air puisse être évacué facilement ;
- Pour les conduites de longueurs importantes (plusieurs kilomètres), il est utile de prévoir quelques robinets de sectionnements en vue de faciliter les réparations éventuelles ;
- Les contre pentes qui peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus au moins difficiles à évacuer, sont à éviter ;

- Il y a lieu de concevoir un tracé en plan, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, le parcours empreint ne suivra pas facilement les accotements de la route.

IV.4 Choix du type des conduites [19]

Il est difficile de prétendre qu'un matériau est meilleur qu'un autre. Le choix d'un type de canalisation devra se faire en fonction de nombreux critères parmi lesquels :

- Les conditions d'utilisation, (adduction, réseau, pression) ;
- La nature des réseaux déjà existants ;
- La proximité des usines de fabrication ;
- Les facilités d'approvisionnement en pièces spéciales et pièces de rechanges ;
- Les critères économiques en y incluant le stock de pièces de réparation ;
- La qualification des exploitants ;
- Les usages locaux ;
- Les facilités d'entretien et de modification.

Il existe plusieurs types de matériaux de conduites, chacun ayant ses avantages et ses inconvénients, les plus utilisées dans l'alimentation en eau potable sont :

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

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

❖ **Avantages des conduites en fonte ductile**

Les conduites en fonte ductile ont plusieurs avantages:

- Une bonne résistance mécanique à la pression externe et interne ;
- Facilité d'assemblage ;
- Longue durée de vie ;
- Une très bonne résistance à la corrosion ;
- Les tuyaux en fonte ductile tolèrent d'importantes déviations angulaires au niveau de leurs joints.

IV.5 Organes et accessoires de l'adduction [18]

IV.5.1 Organes de sectionnement

Ils permettent l'isolement d'une partie de l'adduction en cas des travaux de réparation, ainsi que le réglage du débit, Nous citons :

IV.5.1.1 Robinet vanne

Le robinet vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne (voir la figure (IV-1)).

IV.5.1.2 Robinet vanne papillon

Le robinet vanne papillon est un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon (voir la figure (IV-2)).

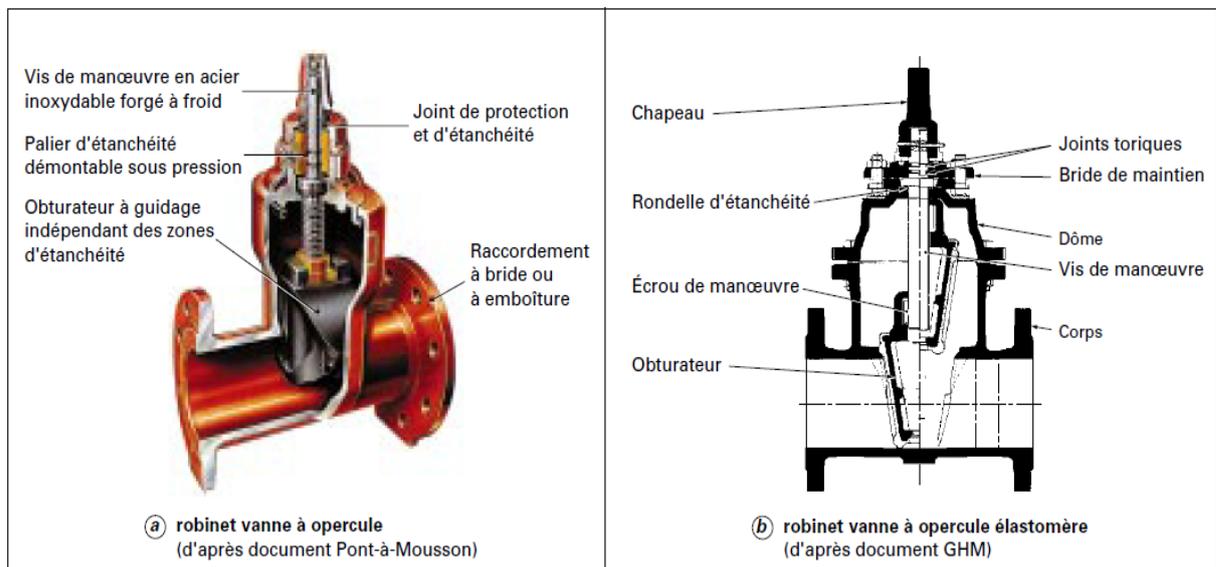


Fig. IV- 1: Robinet vanne à opercule.

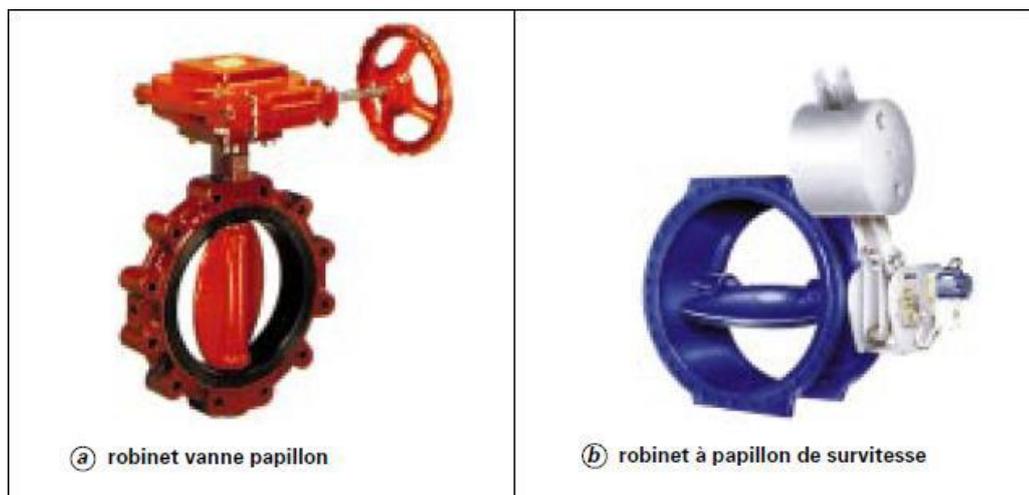


Fig. IV- 2: Robinet vanne papillon.

IV.5.2 Organes de protection

Ils permettent la protection des conduites de divers phénomènes qui se traduisent au niveau des canalisations.

IV.5.2.1 Ventouse

La ventouse sert à évacuer l'air contenu dans les conduites. Se placent aux points hauts des canalisations (voir la figure (IV-3)).

IV.5.2.2 Clapet

Le clapet est destiné à assurer le passage de l'eau dans un certain sens et à l'arrêter dans le sens opposé (voir la figure (IV-4)).

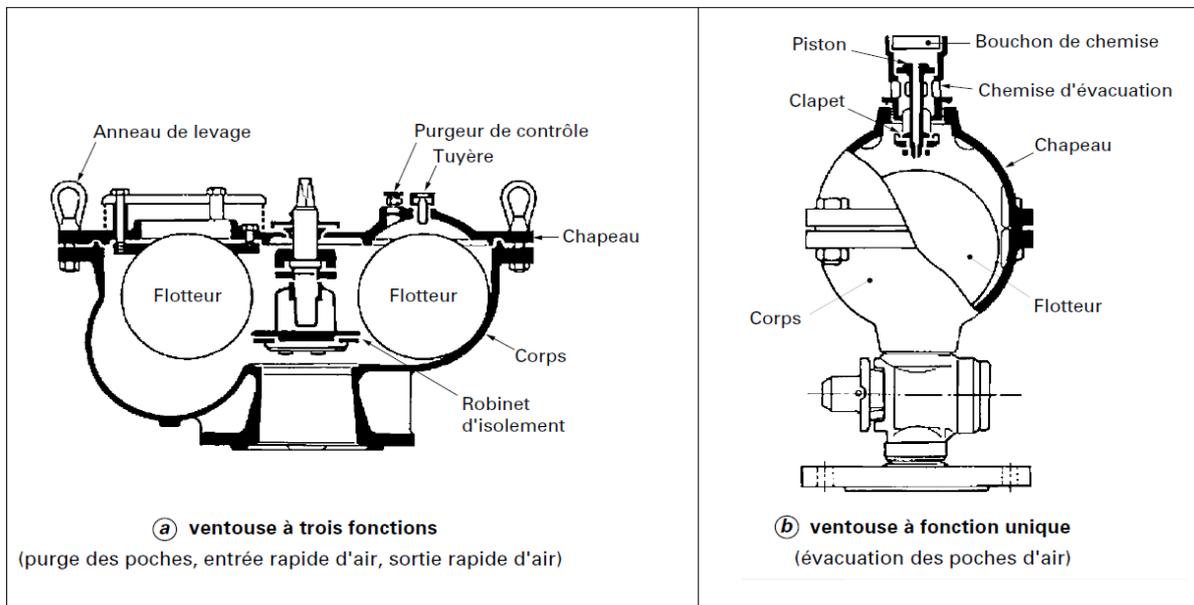


Fig. IV- 3:Ventouse à trois et à fonction unique.

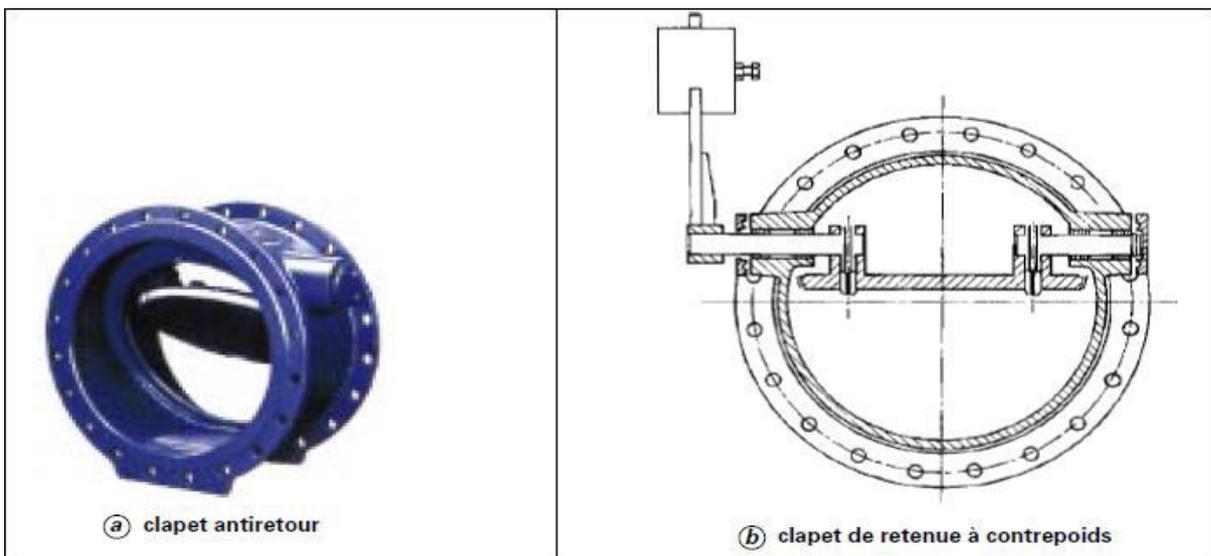


Fig. IV- 4:Clapet anti retour.

IV.5.2.3 Vanne de vidange

La vanne de vidange joue le même rôle que la ventouse, mais elle se place aux points bas des canalisations.

IV.5.3 Organes de régulation

Ils permettent la régulation du débit et de la pression en amont ou en aval, on cite :

IV.5.3.1 Vanne de régulation du débit

Elle sert à limiter et stabiliser le débit d'une valeur de consigne quelles que soient les variations de pression amont et aval.

IV.5.3.2 Vanne de régulation de la pression amont

Elle sert à maintenir la pression amont à une valeur de consigne, quelles que soient les variations de pression et de débit à l'aval. La vanne règle en fait le débit pour assurer qu'à l'amont la pression reste suffisante. En réduisant le débit, on diminue la perte de charge et on augmente la pression. On obtient ainsi un compromis entre un minimum de pression à l'amont et un minimum de débit à l'aval.

IV.5.3.3 Vanne de régulation de la pression aval

Son but est de fournir une pression à l'aval constant.

IV.5.4 Organes de branchement

Ce sont des pièces qui permettent de réaliser toutes les dispositions nécessaires, on distingue :

IV.5.4.1 Les coudes

Ils sont destinés pour le changement de direction.

IV.5.4.2 Les Tés

Ils raccordent la canalisation secondaire sur la canalisation principale.

IV.5.4.3 Les cônes

Ils joignent des conduites de diamètres différentes.

IV.6 Description du schéma d'adduction

La chaîne d'adduction dans le présent projet sera alimentation du complexe Hassen Badi via une nouvelle canalisation par pompage de depuis complexe El Harrach Sud. La station de pompage (SP1) projetée alimentera le réservoir semi-enterré (RP) d'une capacité de 10 000 m³ projeté au complexe Hassen Badi d'une longueur de refoulement de 3450 m. La station de pompage (SP2) projetée alimentera le château d'eau de complexe Hassen Badi (R2) avec une cote de trop plein de 85 m, une longueur de refoulement de 50 m.

La station de pompage (SP3) projetée alimentera le château d'eau de Mohammadia (R1) à une capacité 1500 m³ depuis le réservoir semi-enterré (RP) de complexe Hassen Badi dont la cote de trop plein est de 65 m, la longueur de refoulement est de 2210 m.

IV.7 Etude technico-économique

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement. Elle permettra de fixer la variante compromise pour le projet, et la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 et 1.5 m/s.

Les paramètres qui interviennent dans cette étude sont:

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

IV.8 Calcul hydraulique

Le calcul hydraulique de l'adduction comporte des tronçons gravitaires et des tronçons par refoulement.

IV.8.1 Calcul du diamètre économique

IV.8.1.1 Les conduites de refoulement

Pour calculer le diamètre économique, on dispose de deux corrélations établis par BRESS et BONNIN [6], qui permettent l'approximation de ce diamètre économique:

- Formule de Jacques BONNIN : $D = \sqrt{Q}$ IV- 1

- Formule de Charles BRESS : $D = 1.5 \sqrt{Q}$ IV- 2

Avec :

- Q : débit qui transite dans la conduite en m³/s ;
- D : Le diamètre interne de la conduite en m.

On prendra tous les diamètres compris entre D_{BONNIN} et D_{BRESS} .

Mais, notre choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement doit être comprise entre 0.5 à 1.5 m/s.

IV.8.2 Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

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

Où :

- V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).

IV.8.3 Calcul des pertes de charge

Les parois de la conduite de refoulement exercent une friction sur l'eau. Cette friction entraîne une perte de charge, c'est-à-dire, qu'elle réduit considérablement le rendement. La perte de charge est liée à la longueur de la conduite, à son diamètre ainsi qu'aux singularités (vannes, coudes, tés, clapet et raccords) utilisées lors de l'installation. Elles se présentent sous deux formes :

- Pertes de charge linéaire ;
- Pertes de charge singulières.

IV.8.3.1 Les pertes de charge linéaires (H_L)

Elles sont déterminées par la formule de Darcy –Weisbbach :

$$H_L = J \times L \quad IV- 4$$

Où :

$$J = \frac{\lambda \times V^2}{2 \times g \times D} \quad IV- 5$$

Avec :

- J : Pertes de charge par frottement ;
- λ : Coefficient de pertes de charge ;
- g : Accélération de la pesanteur en m^2/s ;
- L : Longueur de la conduite en m.

❖ Calcul du coefficient des pertes de charges λ :

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge λ aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes :

➤ Régime turbulent rugueux :

* Formule de NIKURADZI :
$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D} \right)^{-2} \quad IV- 6$$

➤ **Régime transitoire :**

$$* \text{ Formule de COLEBROOK : } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\text{Re} \times \sqrt{\lambda}} \right] \quad \text{IV- 7}$$

Avec, K : Coefficient de rugosité de la paroi qui varie comme suit :

❖ **Pour les conduites en fonte ductile:**

La viscosité cinématique est donnée par la formule de stocks :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337 \times t + 0.000221 \times t^2)} \quad \text{IV- 8}$$

À $t = 20^\circ\text{C}$, $\nu = 0.01$ Stokes = 10^{-6} m²/s

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

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

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

Donc pour les conduites en fonte ductile $K = 0.1$

IV.8.3.2 Les pertes de charge singulières H_S

Les pertes de charges singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses,...etc, changement de direction, ou de section (rétrécissement, élargissement de la conduite)...etc, et estimées à 20% des pertes de charge linéaires pour la fonte ductile :

$$H_S = 0.2 \times H_L \quad \text{IV- 9}$$

IV.8.3.3 Les pertes de charge totales H_t

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

- Pour la fonte ductile :

$$H_t = 1.2 \times H_L = 1.2 \times J \times L \quad \text{IV- 10}$$

IV.8.4 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.

$$\text{HMT} = H_g + H_t \quad \text{IV- 11}$$

- H_g : La hauteur géométrique (m).

IV.8.5 Puissance absorbée par la pompe

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

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times \rho \times Q}{1000 \times \eta} \quad IV- 12$$

Avec :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (kW) ;
- ρ : Masse volumique de l'eau = 1000 kg/m³ ;
- η : Rendement de la pompe en % ;
- Q : Débit à refouler (m³/s).

IV.8.6 Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est définie comme suit :

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

Avec :

- E : Énergie totale consommée par la pompe pendant une année (kWh) ;
- T_p : Nombre d'heure de pompage (20h).

IV.8.7 Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation d'un système d'adduction sont évalués à partir de la consommation d'énergie et du prix du kilowattheure (kWh) d'électricité, ils sont donnés par la formule suivante:

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

Avec:

- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA) ;
- P_e : Prix unitaire du kWh, fixé par la SONELGAZ (4.67DA). [18]

IV.8.8 Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité, il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{unit} \times L \times A \quad IV- 15$$

Avec :

- F_{am} : Frais d'amortissement (DA) ;
- P_{unit} : le prix unitaire de la conduite (DA/m) ;
- L : longueur de la conduite en m.

❖ **Calcul de l'amortissement annuel :**

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

Avec :

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

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1.08)^{25} - 1} + 0.08 = 0.09368$$

Soit : $A = 0.09368$

IV.8.9 Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{\text{exp}} + F_{\text{am}} \quad IV- 17$$

❖ **Prix et diamètre des conduites**

Le prix des conduites est pris en tenant compte des coûts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire.

IV.9 Application numérique**IV.9.1 Tronçon N°01: HS vers RP****IV.9.1.1 Caractéristiques du tronçon**

- Le débit refoulé : $Q = 0.523 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 3450 \text{ m}$;
- Cote trop plein: CTP (RP) = 55.29 m ;
- CTN = 8.57 m ;
- $H_g = 55.29 - 8.57 = 46.72 \text{ m}$;
- $D_{\text{BONNIN}} = 0.7232$;
- $D_{\text{BRESS}} = 1.0848$.

IV.9.1.2 Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT)

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-1).

Tableau IV- 1: Calcul de la HMT 1.

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	Ht (m)	Hg (m)	HMT (m)
700	3450	1.36	951292	0.01406	0.001891	7.83	46.72	54.55
800	3450	1.04	832380	0.01398	0.000965	3.99	46.72	50.71
900	3450	0.82	739894	0.01396	0.000534	2.21	46.72	48.93
1000	3450	0.67	665904	0.01397	0.000316	1.31	46.72	48.03

IV.9.1.3 Étude économique

- **Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV-2).

Tableau IV- 2: Calcul des frais d'exploitation 1.

D (mm)	P (k.W)	E (k.W.h)	Pe(DA/k.W.h)	F_{exp} (DA)
700	373.1588	2724059.671	4.67	12721358.67
800	346.9256	2532556.833	4.67	11827040.41
900	334.7376	2443584.373	4.67	11411539.02
1000	328.5460	2398385.973	4.67	11200462.50

- **Frais d'amortissement :**

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (IV-3).

Tableau IV- 3: Calcul des frais d'amortissement 1.

D (mm)	P_{unit} (DA/m)	L (m)	A	F_{am} (DA)
700	35721	3450	0.09368	11544733.85
800	41909	3450	0.09368	13544644.63
900	51458	3450	0.09368	16630803.01
1000	61040	3450	0.09368	19727626.72

▪ **Bilan global des frais :**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (IV-4).

Tableau IV- 4:Calcul du bilan global 1.

D (mm)	V (m/s)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
700	1.36	12721358.67	11544733.85	24266092.51
800	1.04	11827040.41	13544644.63	25371685.04
900	0.82	11411539.02	16630803.01	28042342.03
1000	0.67	11200462.50	19727626.72	30928089.22

- On opte pour un diamètre de **700 mm**.

IV.9.2 Tronçon N°02: RP vers R2

IV.9.2.1 Caractéristiques du tronçon

- Le débit refoulé : $Q = 0.271 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 50 \text{ m}$;
- Cote trop plein: $CTP (R2) = 85 \text{ m}$;
- $CTN = 49.29 \text{ m}$;
- $H_g = 85 - 49.29 = 35.71 \text{ m}$;
- $D_{\text{BONNIN}} = 0.5206 \text{ m}$;
- $D_{\text{BRESS}} = 0.7808 \text{ m}$.

IV.9.2.2 Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT)

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-5).

Tableau IV- 5:Calcul de la HMT 2.

D (mm)	L (m)	V (m/s)	Re	λ	J (m/m)	Ht (m)	Hg (m)	HMT (m)
500	50	1.38	690096	0.01503	0.002919	0.18	35.71	35.89
600	50	0.96	575080	0.01492	0.001164	0.07	35.71	35.78
700	50	0.7	492926	0.01490	0.000538	0.03	35.71	35.74
800	50	0.54	431310	0.01494	0.000277	0.02	35.71	35.73

IV.9.2.3 Étude économique

▪ **Frais d'exploitation :**

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV-6).

Tableau IV- 6:Calcul des frais d'exploitation 2.

D (mm)	P (k.W)	E (k.W.h)	Pe (DA/k.W.h)	F_{exp} (DA)
500	127.2014	928570.1329	4.67	4336422.521
600	126.8281	925845.5466	4.67	4323698.702
700	126.6949	924873.2226	4.67	4319157.950
800	126.6394	924467.5191	4.67	4317263.316

▪ **Frais d'amortissement :**

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (IV-7).

Tableau IV- 7:Calcul des frais d'amortissement 2.

D (mm)	P_{unit} (DA/m)	L (m)	A	F_{am} (DA)
500	20608	50	0.09378	96526.6139
600	26178	50	0.09378	122616.1539
700	35721	50	0.09378	167314.9833
800	41.909	50	0.09378	196299.1976

▪ **Bilan global des frais :**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (IV-8).

Tableau IV- 8:Calcul du bilan global 2.

D (mm)	V (m/s)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
500	1.38	4336422.521	96526.6139	443.2949.134
600	0.96	4323698.702	122616.1539	4446314.856
700	0.7	4319157.950	167314.9833	4486472.933
800	0.54	4317263.316	196299.1976	4513562.513

- On opte pour un diamètre de **500 mm**.

IV.9.3 Tronçon N°03: RP vers R1

IV.9.3.1 Caractéristiques du tronçon

- Le débit refoulé : $Q = 0.162 \text{ m}^3/\text{s}$;
- La longueur : $L = 2210 \text{ m}$;
- Cote trop plein: CTP (R1) = 65 m ;
- CTN=49.29 m ;
- $H_g = 65 - 49.29 = 15.71 \text{ m}$;
- $D_{\text{BONNIN}} = 0.4025 \text{ m}$;
- $D_{\text{BRESS}} = 0.6037 \text{ m}$.

IV.9.3.2 Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT)

Les calculs sont regroupés dans le tableau (IV-9).

Tableau IV- 9: Calcul de la HMT 3.

D (mm)	L (m)	Vitesse (m/s)	Re	λ	J (m/ml)	Ht (m)	Hg (m)	HMT (m)
400	2210	1.29	515662	0.01582	0.003352	8.89	15.71	24.60
450	2210	1.02	458366	0.01574	0.001850	4.91	15.71	20.62
500	2210	0.83	412530	0.01571	0.001090	2.89	15.71	18.60
600	2210	0.57	343775	0.01573	0.000439	1.16	15.71	16.87

IV.9.3.3 Étude économique

▪ Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont représentés dans le tableau (IV-10).

Tableau IV- 10: Calcul des frais d'exploitation 3.

D (mm)	P (k.W)	E (k.W.h)	Pe (DA/k.W.h)	F _{exp} (DA)
400	52.1231	380498.750	4.67	1776929.165
450	43.6854	318904.041	4.67	148981.875
500	39.41389	287721.4091	4.67	1343658.98
600	35.7539	261003.734	4.67	1218887.441

▪ Frais d'amortissement :

Le calcul des frais d'amortissement est donné dans le tableau (IV-11).

Tableau IV- 11:Calcul des frais d'amortissement 3.

D (mm)	P_{unit} (DA/m)	L (m)	A	F_{am} (DA)
400	15242	2210	0.09368	31555552.81
450	17521	2210	0.09368	3627374.412
500	20608	2210	0.09368	4266476.336
600	26178	2210	0.09368	5419634.002

- **Bilan global des frais :**

Après avoir calculé les frais d'exploitation et les frais d'amortissement, on peut déduire le bilan global des frais, qui est donnée dans le tableau (IV-12).

Tableau IV- 12:Calcul du bilan global 3.

D (mm)	V (m/s)	F_{exp} (DA)	F_{am} (DA)	Bilan (DA)
400	1.29	1776929.165	31555552.81	4932481.975
450	1.02	148981.875	3627374.412	5116656.287
500	0.83	1343658.98	4266476.336	5610135.316
600	0.57	1218887.441	5419634.002	6638521.444

- On opte pour un diamètre de **400 mm**.

- ❖ **Diamètres des conduites d'adduction**

Les conduites choisit sont dans le tableau suivant :

Tableau IV- 13:Diamètres des conduites d'adduction.

Tronçon	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)
HS-RP	700	1.36
RP-R2	500	1.38
RP-R1	400	1.29

IV.10 Le schéma général du projet :

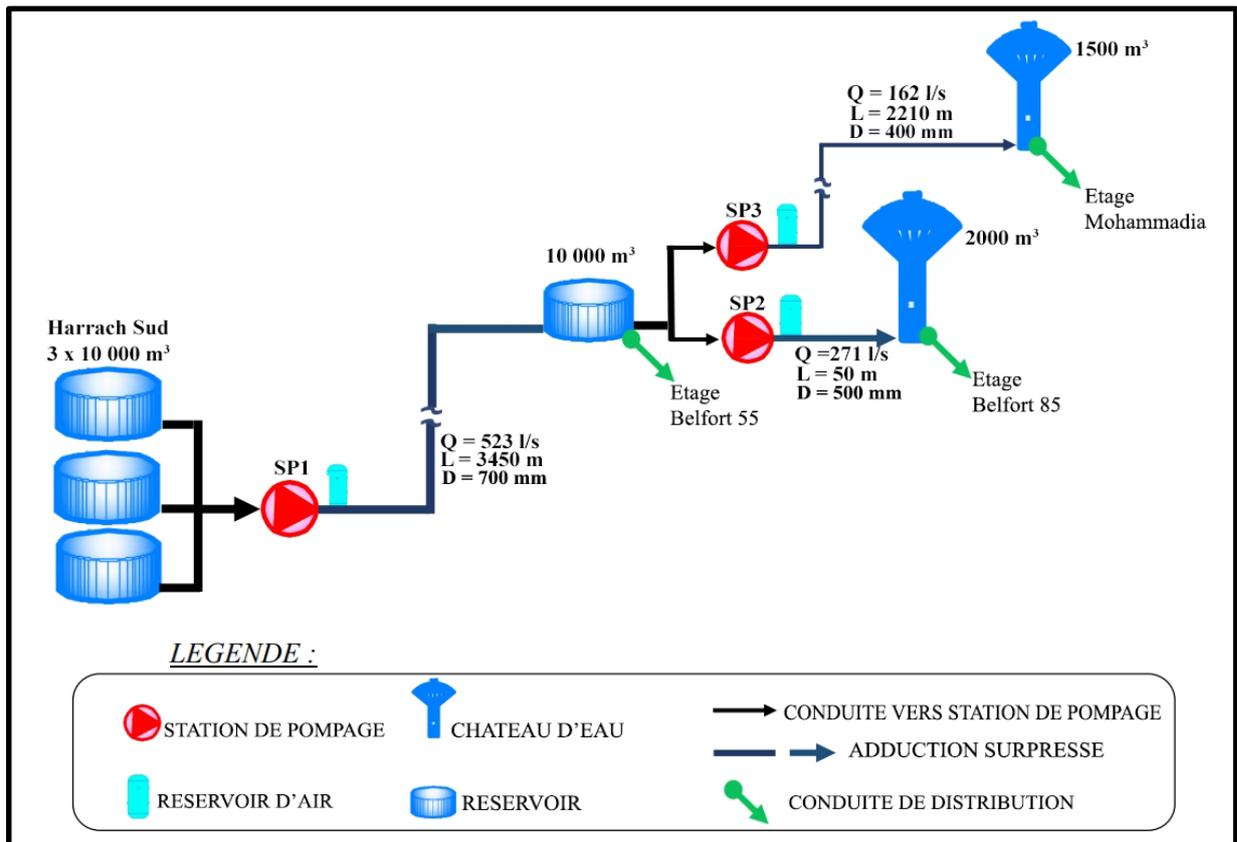


Fig. IV- 5:Schéma général du projet.

Conclusion

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, nous avons calculé les différents paramètres, à savoir, la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, l'énergie consommée, ainsi que les frais d'exploitations et d'amortissement, afin d'établir les diamètres convenables des conduites du point de vue technique et économique.

Chapitre V
Les pompes

V.1 Introduction

Après avoir calculé les besoins et dimensionner les réservoirs et les conduites d'adduction on passe maintenant au choix des pompes. Les pompes sont des appareils qui génèrent une différence de pression entre les tubulures d'entrée et de sortie.

Suivant les conditions d'utilisation, ces machines communiquent au fluide, de l'énergie potentielle (par accroissement de la pression en aval) soit de l'énergie cinétique par la mise en mouvement du fluide.

V.2 Classification des pompes

On distingue deux grandes catégories de pompes :

V.2.1 Les pompes volumétriques

Leurs principe de fonctionnement est le déplacement du fluide qu'il est dû au transport d'un volume V_0 à chaque rotation. Les pompes volumétriques ou à capacité variable sont des pompes dans lesquels l'écoulement du fluide résulte de la variation d'une capacité occupée par le fluide.

On distingue deux grands types de pompes volumétriques :

- Les pompes alternatives ou à piston ;
- Les pompes rotatives.

V.2.2 Les Turbopompes

Le principe de fonctionnement des turbopompes consiste à déplacement de liquide de point d'aspiration vers le point de refoulement aux moyennes de l'élément actif qu'on l'appelle la roue ou rotor, ainsi au contact de liquide avec les aubes consiste à transformer de l'énergie électrique a l'énergie mécanique.

Suivant le type de la roue et son mode d'action n distingue dans la catégorie des turbopompes :

- Les pompes centrifuges ;
- Les pompes hélico centrifuge (semi axiale) ;
- Les pompes axiales.

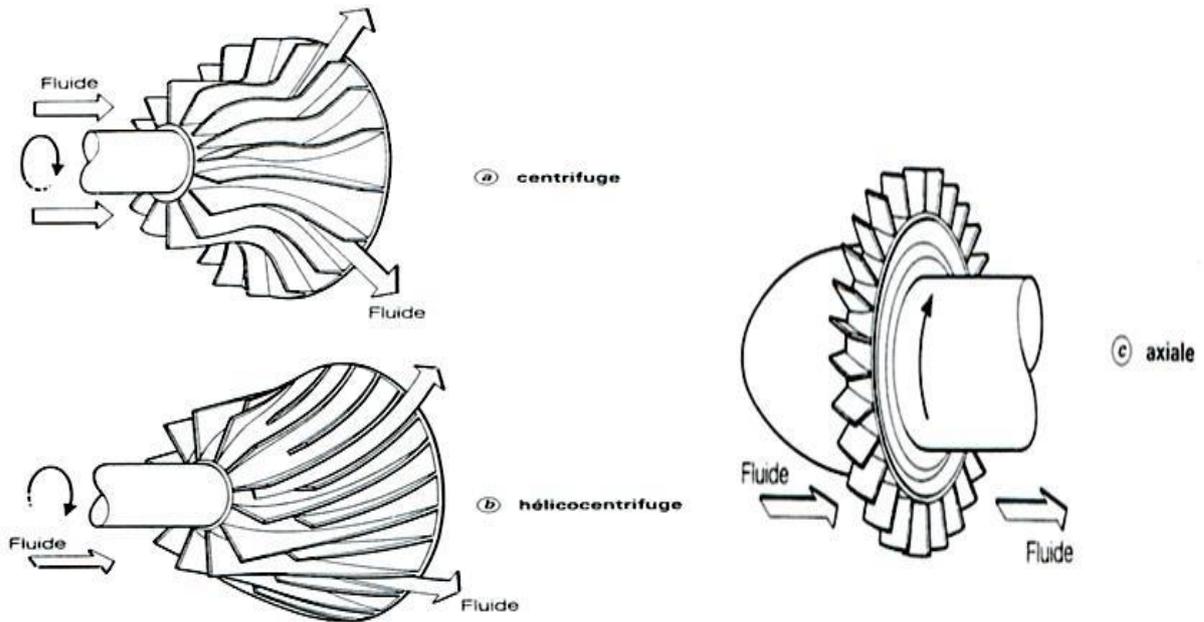


Fig. V- 1:Les trois essentiels des turbopompes.

V.3 Choix du type de pompe

Dans notre étude les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer un débit Q et une hauteur HMT demandées ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale.

V.4 Caractéristique hydraulique d'une pompe centrifuge

D'un point de vue hydraulique, les principaux paramètres qui caractérisent une pompe centrifuge sont :

V.4.1 Le débit pompé Q

Le débit refoulé, Q , est le volume utile débité au refoulement de la pompe par unité de temps, (les unités souvent utilisées : l/s et m^3/h). Il est proportionnel à la vitesse de rotation de la pompe.

V.4.2 Vitesse de rotation de la pompe N

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

V.4.3 La hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale d'une pompe est le travail mécanique utile, et qui égale à la somme des termes suivant [4]:

V.4.3.1 La hauteur géométrique d'élévation H_g

La hauteur géométrique d'élévation H_g est la distance entre le point le plus haut à atteindre et le plan de pompage.

H_g se décompose donc en deux :

- **Hauteur géométrique de refoulement H_{ref}**

Hauteur géométrique de refoulement est la distance entre le point le plus haut à atteindre et l'axe horizontal de la pompe (pour un groupe horizontal), et la distance séparant le point le plus haut et le plan de la première roue (pour un groupe vertical).

- **Hauteur géométrique d'aspiration H_a**

Hauteur géométrique d'aspiration est la distance sépare l'axe de la pompe du plan de pompage pour un groupe horizontal ; ce sera la distance séparant le plan de la première roue (si la pompe est multicellulaire) et le plan de pompage s'il s'agit d'un groupe vertical.

$$H_g = z_3 - z_0 = (z_3 - z_1) - (z_0 - z_1)$$

Avec : $H_{ref} = z_3 - z_1$ et $H_a = z_0 - z_1$

Donc :

$$H_g = H_{ref} + H_a \quad V- 1$$

V.4.3.2 Les pertes de charge totales H_t

Les pertes de charge totales sont la somme des pertes de charge d'aspiration J_a et les pertes de charge de refoulement J_r .

Donc :

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad V- 2$$

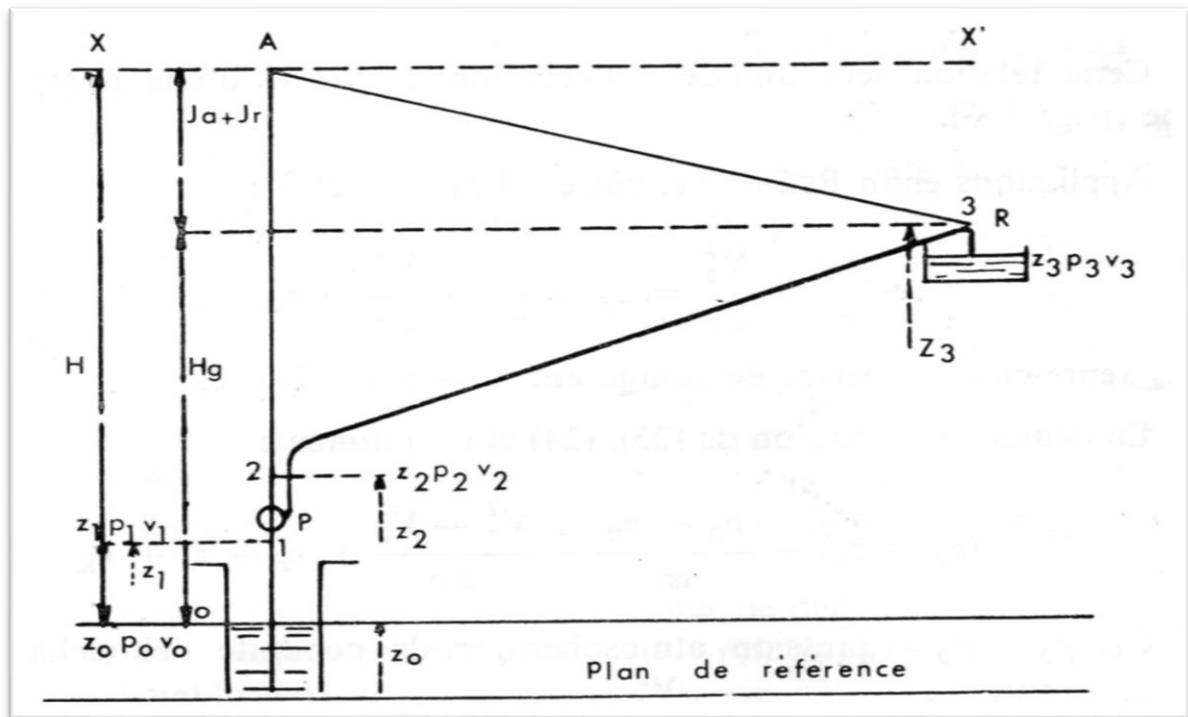


Fig. V- 2:Profile piézométrique d'une conduite de refoulement.

V.4.4 Les puissances utiles et absorbées [9]

V.4.4.1 Puissance absorbée par la pompe

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

V.4.4.2 Puissance hydraulique ou utile (P_u)

C'est la puissance transmise au fluide de la part de la pompe.

$$P_u = g \times Q \times H \quad V- 3$$

V.4.5 Le rendement de la pompe

C'est le rapport de la puissance utile (P_u) à la puissance absorbée de la pompe (P_a).

$$\eta = \frac{P_u}{P_a} = \frac{g \times Q \times H}{P_a} \quad V- 4$$

Avec :

- η : Le rendement de la pompe en (%) ;
- P_u : Puissance utile de la pompe en (kW) ;
- P_a : Puissance absorbée de la pompe en (kW) ;
- Q : débit volumique a pompé en (m^3/s) ;
- H : hauteur d'élévation en (m).

V.5 Les courbes caractéristiques

V.5.1 Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge [4]

Pour une vitesse de rotation donnée, les courbes principales qui caractérisent les pompes centrifuges et qui expriment leurs performances, sont les suivantes :

V.5.1.1 La courbe débit hauteur

La courbe débit hauteur exprime les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.

V.5.1.2 La courbe de rendement débit

Exprime les variations des différents rendements en fonction du débit.

V.5.1.3 La courbe des puissances absorbées débit

Exprime les variations des différentes puissances en fonction du débit.

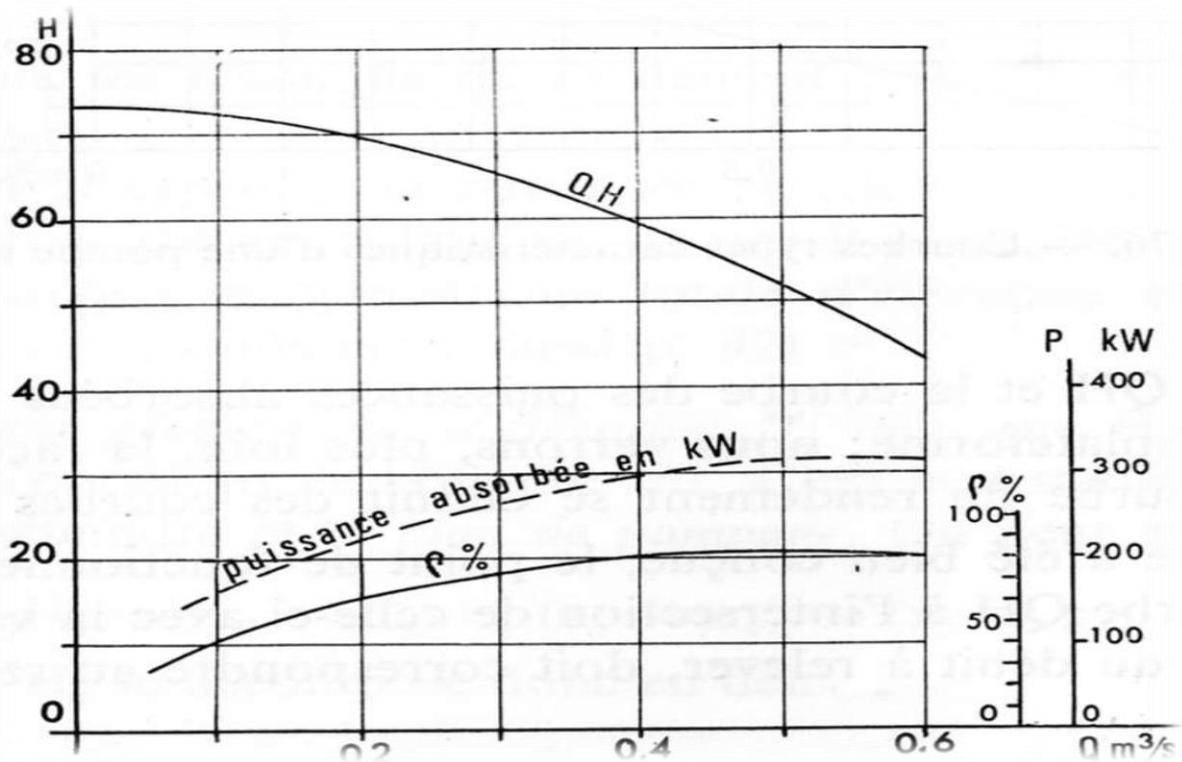


Fig. V- 3: Les courbes caractéristiques d'une pompe centrifuge.

V.5.2 Courbe caractéristique de la conduite

La caractéristique de la conduite représente la hauteur en fonction de débit selon la formule suivante :

$$H_c = H_g + RQ^2$$

V- 5

Avec:

- H_g : hauteur géométrique en (m) ;
- RQ^2 : valeur de la perte de charge au point considéré en (m) ;
- Q : Débit (m^3/j) ;
- H_c : charge totale en fonction du débit en (m) ;
- R : coefficient qui caractérise la résistance de la conduite.

$$R = \frac{8 \times \lambda \times l}{g \times \pi^2 \times D^5} \quad V- 6$$

V.6 Couplage des pompes

V.6.1 Couplage en série

Le couplage des pompes en série est utilisé lorsqu'on veut augmenter la hauteur, le débit reste constant.

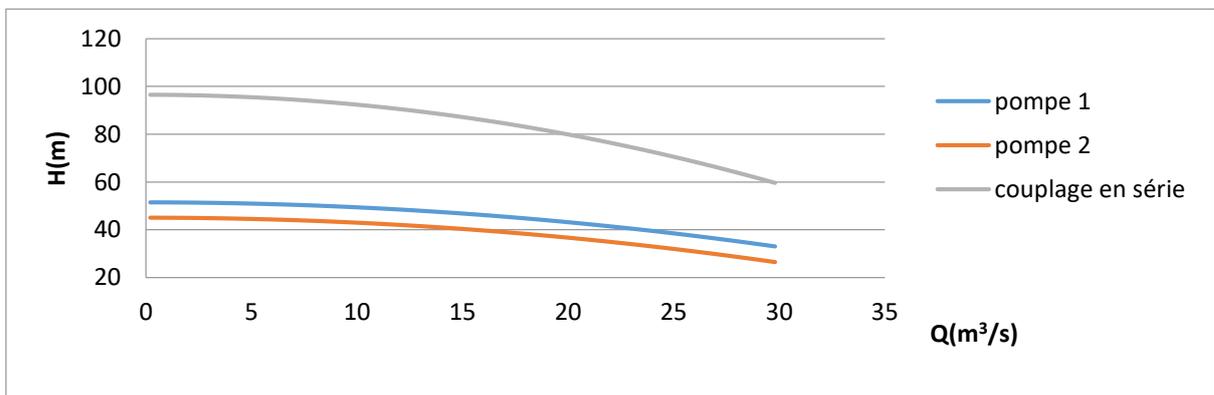


Fig. V- 4: Courbe caractéristique de deux pompes couplée en série.

V.6.2 Couplage en parallèle

Dans le cas de la mise en parallèle des pompes, les débits s'ajoutent pour la même hauteur totale.

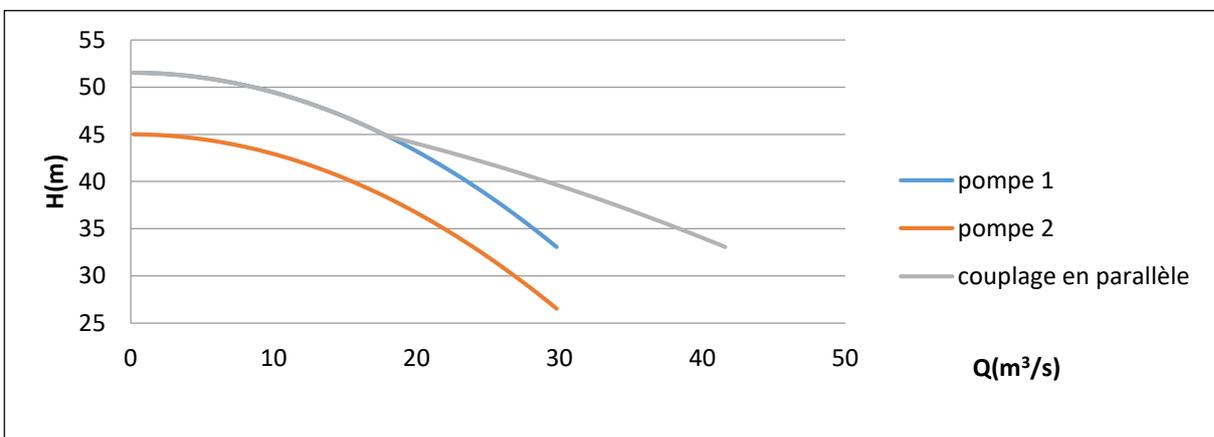


Fig. V- 5: Courbe caractéristique de deux pompes couplée en parallèle.

V.7 Point de fonctionnement

V.7.1 Recherche du point de fonctionnement

Le point de fonctionnement du système pompe-conduite, est déterminé par comparaison des deux courbes caractéristiques précédentes, la courbe caractéristique de la pompe et de la conduite.

Le point d'intersection entre ces deux courbes représente le point de fonctionnement d'une pompe.

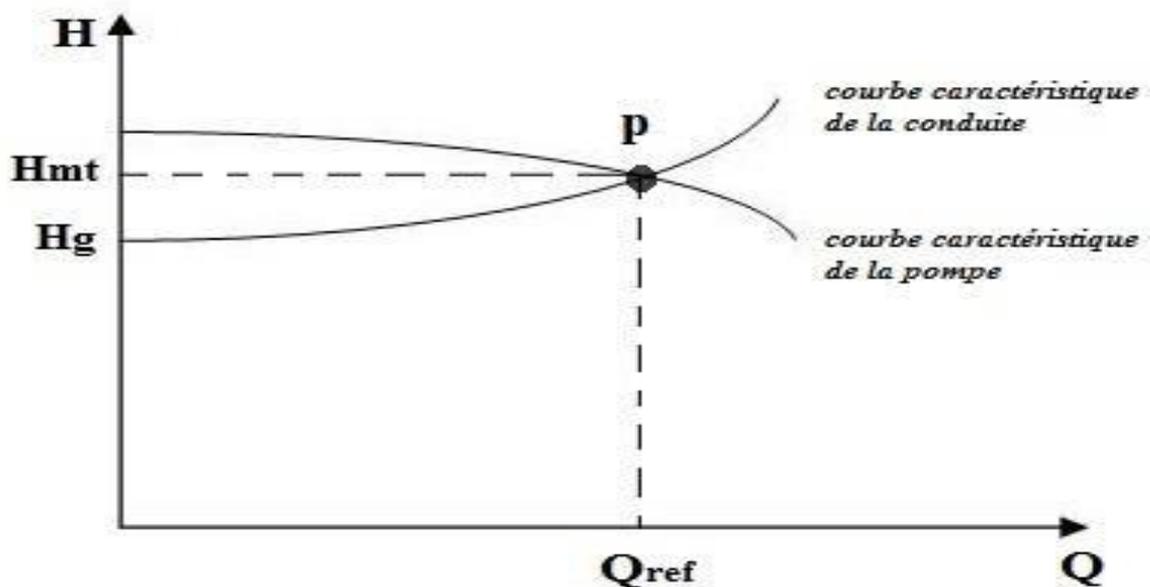


Fig. V- 6: Point de fonctionnement d'une pompe.

❖ Remarque :

Lorsque le point de fonctionnement désiré coïncide avec celui de la pompe, la pompe fonctionne dans les conditions optimales d'utilisation (rendement maximal de la pompe), sinon, on sera dans l'obligation de porter des modifications sur les caractéristiques de la pompe ou de la conduite de refoulement.

V.7.2 Réalisation du point de fonctionnement désiré

▪ 1^{er} Variante : « Réduction ou augmentation du temps de pompage » :

On garde le point de fonctionnement obtenu, et on cherche un temps de pompage de telle façon que le volume d'eau entrant dans les réservoirs soit le même. Pour cela on utilise la formule qui suit :

$$T_p = \frac{T_1 \times Q_1}{Q} \quad V-7$$

Avec :

- T_1 : le temps de pompage, pour notre cas égale 20h ;
- T_p : Le nouveau temps de pompage à calculer.

Donc :

$$20 \times Q_1 = T_p \times Q \quad V-8$$

Le nouveau temps de pompage sera :

$$T_p = \frac{20 \times Q_1}{Q} \quad V-9$$

La puissance absorbée par la pompe est:

$$P_{a1} = \frac{g \times h \times Q}{\eta} \quad V-10$$

Avec :

- η : rendement correspondant au point $P_1 (Q_1, H_1)$ en %.

▪ **2^{ème} Variante : « Régulation par refoulement (le vannage) » :**

Elle consiste à placer une vanne sur la conduite de refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_2 . La puissance absorbée sera :

$$P_{a2} = \frac{g \times H_2 \times Q_2}{\eta} \quad V-11$$

Avec :

$$H_2 = H_1 + h \quad V-12$$

Où :

- h : perte de charge engendrée par le vannage en (m) ;
- H_2 : C'est la distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe, et l'axe horizontale de $h=0$ en (m) ;
- H_1 : la hauteur manométrique totale au point désiré ;
- η : rendement correspondant au point $P (Q, H)$ en %.

Les inconvénients de la méthode sont :

- Augmentation de l'énergie consommée par la pompe ;
- Risque de détérioration rapide de la pompe ;
- Diminution du rendement de la pompe.

- **3^{ème} Variante : « variation de la vitesse » :**

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitée, pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré, à cet effet, nous traçons la parabole $H = aQ^2$ qui passe par l'origine du graphe. La valeur du facteur (a) est donnée par la formule suivante :

$$a = \frac{H_1}{Q_1^2} \quad V-13$$

La parabole tracée passe par le point désiré $P_1 (H_1, Q_1)$ et coupe la caractéristique de la pompe au point homologue $V (Q_v, H_v)$ de P_1 (Fig. V-7), nous aurons alors d'après les lois de similitude :

$$\frac{N}{N_1} = \frac{Q_v}{Q_1} \quad V-14$$

D'où, la nouvelle vitesse de rotation (N_1) est :

$$N_1 = N \times \left(\frac{Q_1}{Q_v} \right) \quad V-15$$

La puissance absorbée par la pompe est: $P_{a3} = \frac{g \times H_v \times Q_v}{\eta}$ V-16

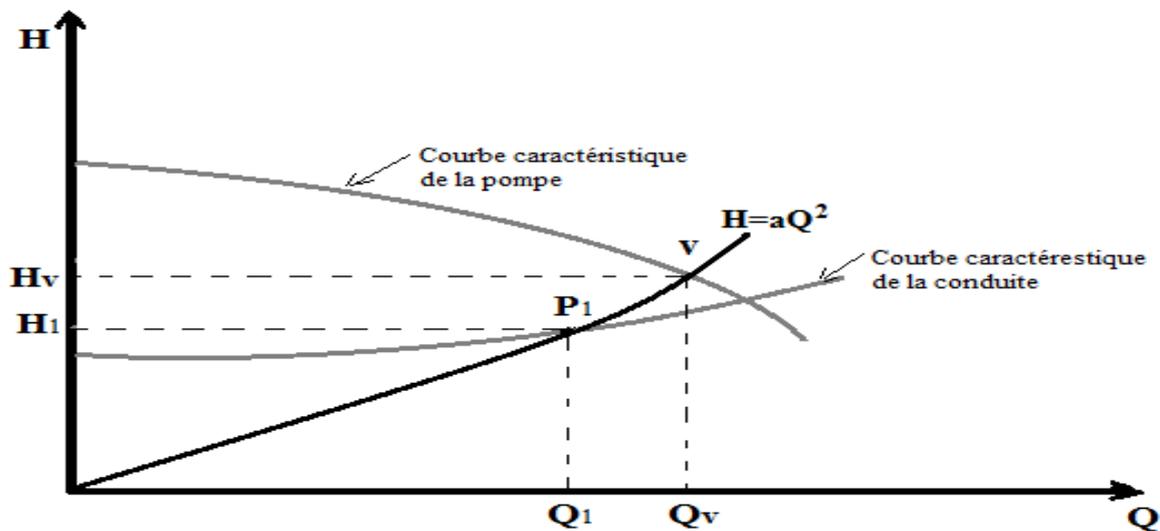


Fig. V- 7:Point de fonctionnement par modification de la vitesse de rotation.

- **4^{ème} Variante : « rognage de la roue de la pompe » :**

Cette variante consiste à modifier le diamètre de la roue, 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. Dans une limite ne dépasse pas 10% de réduction du diamètre.

Le rognage de la roue est obtenu en gardant la même vitesse de rotation (N), et cela en traçant une droite à partir de l'origine qui passe par le point désiré qui se trouve sur la courbe caractéristique de la conduite (point P_1). Cette droite coupe ainsi la courbe caractéristique de la pompe au point D (Q_D , H_D), ce qui est illustré par la figure (V-8) ci-après :

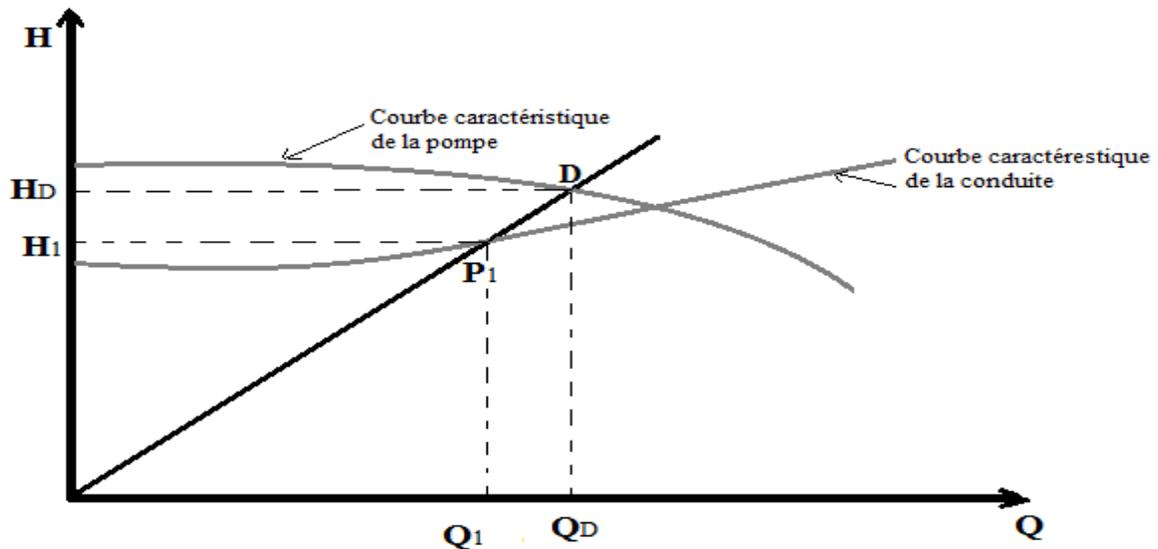


Fig. V- 8: Réalisation du point de fonctionnement de la pompe par rognage.

D'après les lois de similitude, on aura :

$$\frac{Q_1}{Q_3} = \frac{H_1}{H_3} = \frac{D_{rog}^2}{d_{rog}^2} \quad V- 17$$

Où :

- D_{rog} et d_{rog} : Les diamètres respectifs de la roue avant et après le rognage de la pompe

En posant $d_{rog} = mr \times D_{rog}$, avec mr coefficient du rognage, on aura :

$$mr = \sqrt{\frac{H_3}{H_1}} = \sqrt{\frac{Q_3}{Q_1}} \quad V- 18$$

Avec, mr : coefficient de rognage.

- Le pourcentage de rognage sera de :

$$r = 1 - mr \quad (\%) \quad V- 19$$

La puissance absorbée par la pompe est:

$$P_{a4} = \frac{g \times H_3 \times Q_3}{\eta} \quad V- 20$$

V.8 Etude de la cavitation

Lorsque dans un circuit hydraulique la pression descend au-dessous d'une certaine valeur, généralement voisine de la tension de vapeur du liquide, il se forme des bulles et des poches de vapeur et d'air, qui peuvent se refermer brutalement en occasionnant de bruit, des vibrations, une érosion des matériaux et une détérioration des caractéristiques hydrauliques. C'est le phénomène de cavitation, qui doit être soigneusement évité [10].

Pour éviter ce phénomène, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r \quad \text{V- 21}$$

Avec :

- NPSH_d : charge nette d'aspiration disponible (donnée par l'utilisateur) ;
- NPSH_r : charge nette d'aspiration requise (donnée par le constructeur).

NPSH_r est donnée par la formule suivante :

$$- \text{NPSH}_d = \frac{P_0}{W} - (J_a + H_a + h_v) \quad (\text{aspiration en dépression}) \quad \text{V- 22}$$

$$- \text{NPSH}_d = \frac{P_0}{W} + (-J_a + H_a - h_v) \quad (\text{aspiration en charge}) \quad \text{V- 23}$$

Et :

$$\frac{P_0}{W} = P_{\text{atm}} - 0.0012 \times C_a \quad \text{V- 24}$$

Avec :

- $\frac{P_0}{W}$: Pression au point d'aspiration en (m) ;
- P_{atm} : Pression atmosphérique au niveau de la mer, qui est de 10,33 m ;
- C_a : Altitude du plan d'aspiration ;
- H_a : hauteur totale d'aspiration (m) ;
- h_v : tension de vapeur d'eau à la température considérée ;
- J_a : pertes de charges à l'aspiration (m).

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
h_v (m)	0.06	0.083	0.125	0.24	0.43	0.75	1.26	2.03	4.10	4.8	10.3

V.9 Les pompes installées à chaque station

V.9.1 Les pompes installées à la station (SP1)

V.9.1.1 Caractéristique de la conduite

Tableau V- 2: Les caractéristiques de la conduite de tronçon HS vers les réservoirs (RP).

Débit Q (l/s)	Hauteur manométrique totale HMT (m)	Hauteur géométrique (m)	Longueur L (m)
523	54.5	46.72	3450

Les courbes caractéristiques de la pompe au niveau de la station de pompage sont représentées sur (Fig. V-9).

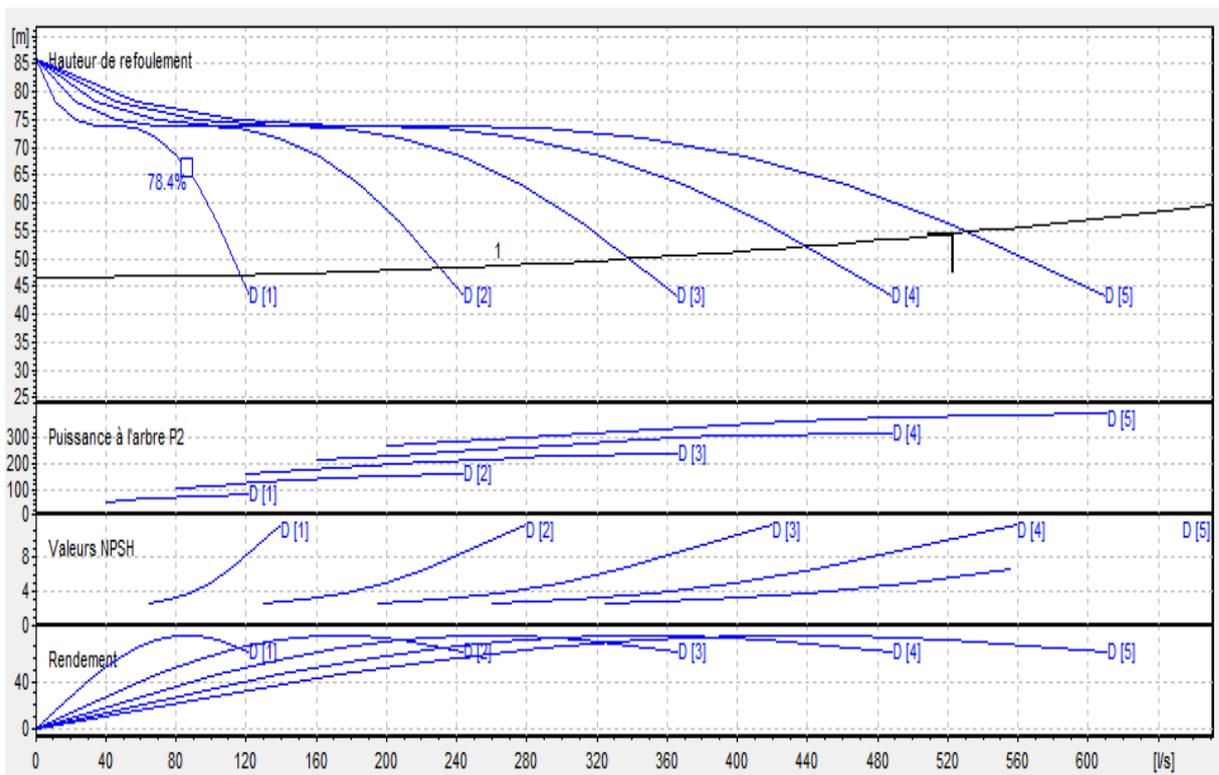


Fig. V- 9: Courbe caractéristique de la pompe et de la conduite.

- $H = f(Q)$: courbe des hauteurs de refoulement en fonction du débit ;
- $P2 = f(Q)$: courbe de consommation électrique ;
- $NPSH = f(Q)$: courbe de la hauteur d'aspiration positive nette ;
- $\eta = f(Q)$: courbe du rendement.

D'après le catalogue de pompe, on opte pour cinq pompes identiques à axe horizontal multicellulaire de type PM 150/ 2 D installées en parallèle.

On prévoit une sixième pour la sécurité en cas de panne, ayant les caractéristiques suivantes:

V.9.1.2 Caractéristiques du dispositif Moteur, pompe et conduite

- Le rendement η : 73.9 % ;
- La vitesse de rotation : 1750 tr/min ;

L'intersection de la caractéristique de la conduite avec celle de la pompe nous donne :

- Point de fonctionnement $P_f = (Q=532 \text{ l/s} ; \text{HMT} = 54.8 \text{ m})$;
- Point désiré $P_1 = (Q= 523 \text{ l/s} ; \text{HMT}=54.5 \text{ m})$.

D'après la courbe d'installation le point de fonctionnement donné ne correspond pas à celui désiré, des changements s'avèrent nécessaires. On procédera de la manière suivante :

✚ Réduction ou augmentation du temps de pompage

On opte pour le point de fonctionnement (H,Q) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré. Pour conserver le même volume pompé, on aura :

$$Q \times T_p = Q_1 \times T_{p1} \text{ donc : } T_p = Q_1 \times T_{p1} / Q$$

$$T_p = 523 \times 20 / 532 = 19.66\text{h} = 19 \text{ h } 39.6 \text{ min.}$$

- La puissance absorbée sera:

$$P_a = (g \times Q \times \text{HMT}) / \eta = 9.81 \times 0.532 \times 54.8 / 0.739 = 387 \text{ kW.}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = 387 \times 19.66 \times 365 \times 4.67$$

$$F_{\text{exp}} = 12968932.31 \text{ DA.}$$

✚ Variation de la vitesse

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation. Cela consiste à chercher la vitesse souhaitable pour que la caractéristique de la pompe $H = f(Q)$ passe par le point désiré, à cet effet, nous traçons la parabole $H = aQ^2$.

Le tableau suivant donne les résultats du calcul.

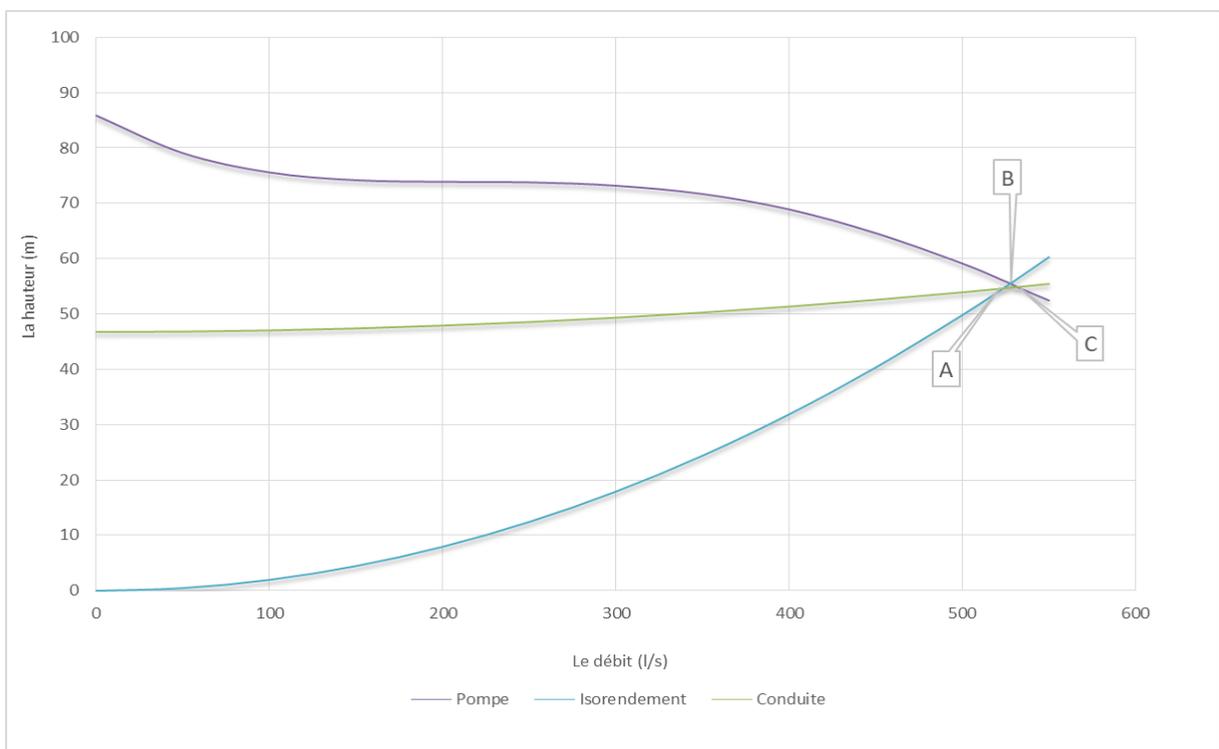
Tableau V- 3: Recherche des points homologues du point désiré de la pompe.

Q (l/s)	0	50	100	150	200	250	300	350
H_P (m)	85.90	79.1	75.6	74.2	73.9	73.8	73.2	71.7
H_v (m)	0	0.50	1.99	4.49	7.98	12.46	17.95	24.43
H_c (m)	46.72	46.79	47.01	47.36	47.87	48.51	49.30	50.23

Tableau V- 4: Recherche des points homologues du point désiré de la pompe.

Q (l/s)	400	450	500	523	527.5	532	550
H _P (m)	68.9	64.6	59.1	56.1	55.5	54.8	52.4
H _v (m)	31.91	40.38	49.86	54.5	55.5	56.44	60.33
H _c (m)	51.30	52.52	53.88	54.5	54.69	54.8	55.38

Les résultats du tableau sont représentés dans la figure ci-dessous :

**Fig. V- 10: Recherche graphique du point homologue du point désiré de la pompe.**

D'après la courbe de la figure (V-10) :

- le point A ($Q_A = 523$ l/s ; $H_A = 54.5$ m) est le point désiré ;
- le point B ($Q_B = 527.5$ l/s ; $H_B = 55.5$ m) est un point homologue ;
- le point C ($Q_C = 532$ l/s ; $H_C = 54.8$ m) est le point de fonctionnement.
- Le la nouvelle vitesse de rotation est comme suit :

$$N = 1750 \times (Q_A / Q_B)$$

$$N = 1750 \times (523 / 527.5)$$

$$N = 1735.07 \text{ tr/min.}$$

Donc la vitesse de rotation qui permet de satisfaire le débit et la hauteur requise doit être de **1736 tr/min.**

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = (g \times Q \times HMT) / \eta$$

$$P_{a2} = (g \times Q_A \times H_B) / \eta = 9.81 \times 0.523 \times 55.5 / 0.739 = 385.31 \text{ kW.}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = 385.31 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

$$F_{\text{exp}} = 13135603.21 \text{ DA.}$$

- Remarque :**

Notre choix se portera sur la première variante (diminution de la tempe de pompage) qui présente une meilleure économie.

V.9.1.3 Vérification de la cavitation

- La cote du plan d'aspiration 8 m.
- La cote de l'axe de la pompe 7 m.
- Hauteur d'aspiration; $H_a = 1 \text{ m.}$

La pompe est montée en charge.

- Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0/\omega = 10.33 - 0.0012 \times 8$$

$$P_0/\omega = 10.32 \text{ m.}$$

- Les pertes de charge à aspiration $J_a = 0 \text{ m.}$

$$NPSH_d = 10.32 + 1 - 0.24$$

$$NPSH_d = 11.08 \text{ m.}$$

$$\text{On a } NPSH_r = 5.84 \text{ m.}$$

On constate que $NPSH_d > NPSH_r$, donc il n'y a pas un problème de cavitation.

V.9.2 Pompes installées à la station (SP2)

V.9.2.1 Caractéristiques de la conduite

Tableau V- 5: Les caractéristiques de la conduite de tronçon (RP) vers (R2).

Débit Q (l/s)	Hauteur manométrique totale HMT (m)	Hauteur géométrique Hg (m)	Longueur L (m)
271	35.9	35.7	50

Les courbes caractéristiques de la pompe au niveau de la station de pompage sont représentées sur la figure (V-11).

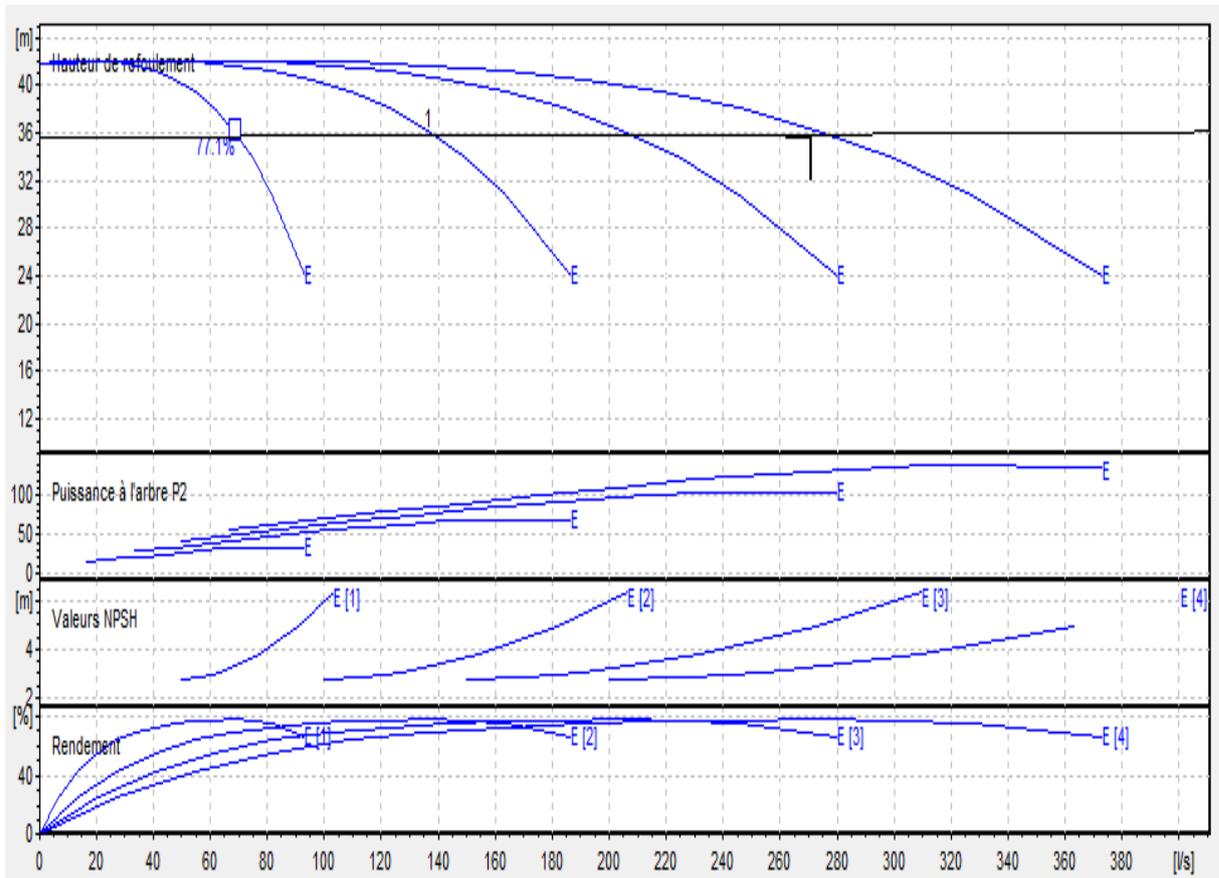


Fig. V- 11: Courbe caractéristique de la pompe et de la conduite.

- $H=f(Q)$: courbe des hauteurs de refoulement en fonction du débit ;
- $P_2 = f(Q)$: courbe de consommation électrique ;
- $NPSH=f(Q)$: courbe de la hauteur d'aspiration positive nette ;
- $\eta = f(Q)$: courbe du rendement.

D'après le catalogue de pompe, on opte pour quatre (04) pompes à axe horizontal monocellulaires de type MEC-AZ 3/125E installées en parallèle.

Et on prévoit une cinquième pour la sécurité en cas de panne, ayant les caractéristiques suivantes.

V.9.2.2 Caractéristiques du dispositif Moteur, pompe et conduite

- Le rendement η : 77.1 % ;
- La vitesse de rotation : 1750 tr/min.

L'intersection de la caractéristique de la conduite avec celle de la pompe nous donne :

L'intersection de la caractéristique de la conduite avec celle de la pompe nous donne :

- Point de fonctionnement $P_f = (Q=271 \text{ l/s} ; \text{HMT} = 35.9 \text{ m})$;
- Point désiré $P_1 = (Q= 271 \text{ l/s} ; \text{HMT}=35.9 \text{ m})$.

D'après la courbe d'installation le point de fonctionnement donné correspond à celui désiré.

V.9.2.3 Vérification de la cavitation

- La cote du plan d'aspiration 48.8 m.
- La cote de l'axe de la pompe 48 m.
 - Hauteur d'aspiration; $H_a = 0.8 \text{ m}$.

La pompe est montée en charge.

- Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0/\omega = 10.33 - 0.0012 \times 48.8$$

$$P_0/\omega = 10.27 \text{ m.}$$

- Les pertes de charge à aspiration $J_a = 0 \text{ m}$.

$$\text{NPSH}_d = 10.27 + 0.8 - 0.24$$

$$\text{NPSH}_d = 10.83 \text{ m.}$$

$$\text{On a } \text{NPSH}_r = 3.26 \text{ m.}$$

On constate que $\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$, il n'y a pas un problème de cavitation.

V.9.3 Pompes installées à la station (SP3)

V.9.3.1 Caractéristique de la conduite

Tableau V- 6: Les caractéristiques de la conduite de tronçon (RP) vers (R1).

Débit Q (l/s)	Hauteur manométrique totale (m)	Hauteur géométrique (m)	Longueur L (m)
162	24.6	15.7	2210

Les courbes caractéristiques de la pompe au niveau de la station de pompage sont représentées sur (Fig. V-12).

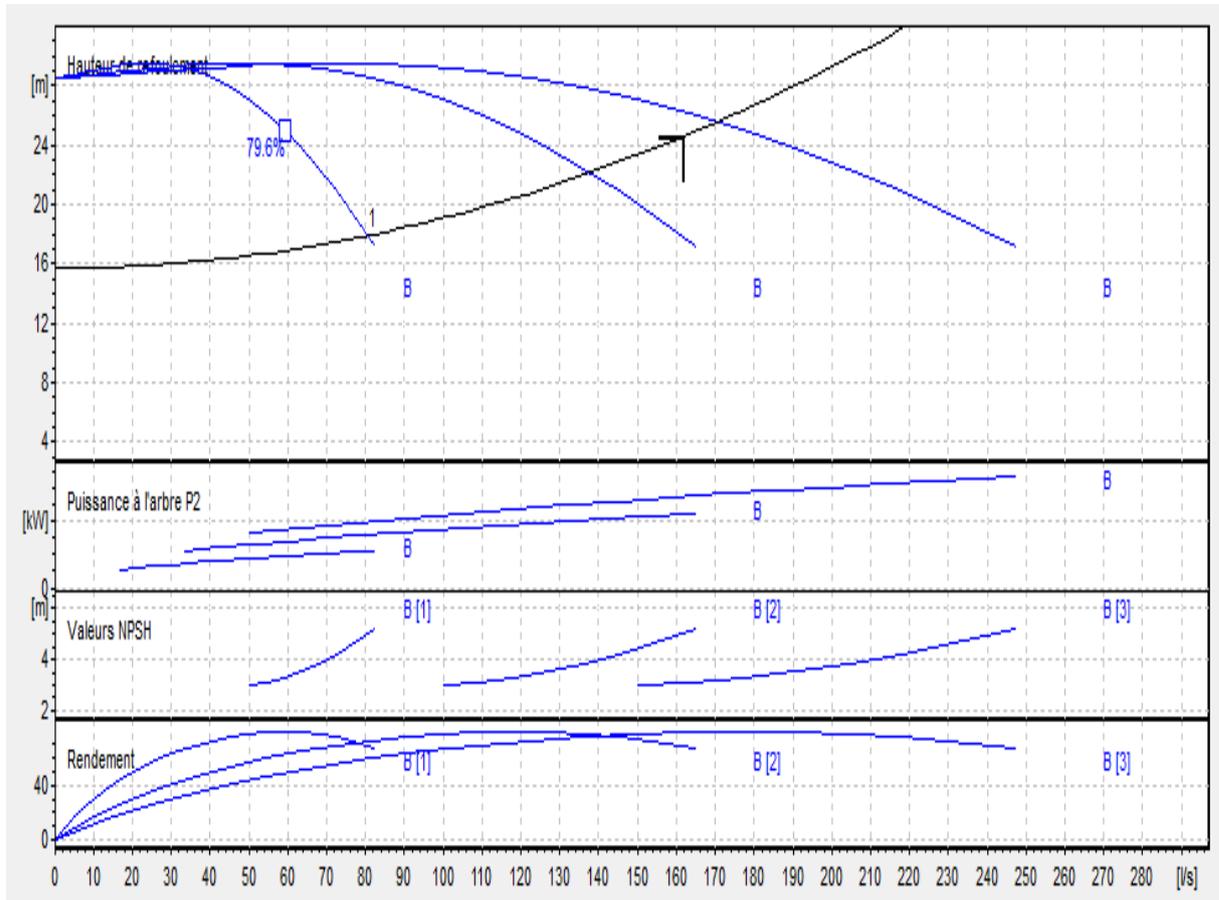


Fig. V- 12: Courbe caractéristique de la pompe et de la conduite.

- $H=f(Q)$: courbe des hauteurs de refoulement en fonction du débit ;
- $P2 =f(Q)$: courbe de consommation électrique ;
- $NPSH=f(Q)$: courbe de la hauteur d'aspiration positive nette ;
- $\eta = f(Q)$: courbe du rendement.

D'après le catalogue de pompe, on opte pour trois (03) pompes à axe horizontal monocellulaire de type MEC-AZ 2/125B installées en parallèle.

Et on prévoit une quatrième pour la sécurité en cas de panne, ayant les caractéristiques suivantes:

V.9.3.2 Caractéristiques du dispositif Moteur, pompe et conduite

- Le rendement η : 79.4 % ;
- La vitesse de rotation : 1710 tr/min.

L'intersection de la caractéristique de la conduite avec celle de la pompe nous donne :

- Point de fonctionnement $P_f = (Q=171 \text{ l/s} ; \text{HMT} =25.6 \text{ m})$;
- point désiré : $P_1 = (Q = 162 \text{ l/s} ; \text{HMT} =24.6 \text{ m})$.

D'après la courbe d'installation le point de fonctionnement donné ne correspond pas à celui désiré, des changements s'avèrent nécessaires. On procédera de la manière suivante :

✚ Réduction ou augmentation du temps de pompage

On opte pour le point de fonctionnement (H, Q) obtenu et par ailleurs on aura un débit supérieur à celui désiré. Pour conserver le même volume pompé, on aura :

$$Q \times T_p = Q_1 \times T_{p1} \text{ donc : } T = Q_1 \times T_{p1} / Q$$

$$T_p = 162 \times 20 / 171 = 18.94 \text{ h} = 19 \text{ h } 56.84 \text{ min.}$$

- La puissance absorbée sera:

$$P_a = (g \times Q \times \text{HMT}) / \eta = 9.81 \times 0.171 \times 25.6 / 0.794 = 54.08 \text{ kW.}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = 54.08 \times 18.94 \times 365 \times 4.67$$

$$F_{\text{exp}} = 1745928.29 \text{ DA.}$$

✚ Variation de la vitesse

Cette solution est adoptée dans le cas où on aurait la possibilité de faire varier la vitesse de rotation.

Le tableau suivant donne les résultats du calcul :

Tableau V- 7: Recherche des points homologues du point désiré de la pompe.

Q (l/s)	0	40	80	120	160	162	166.5	171	180
H_P (m)	28.8	29.2	29.5	28.6	26.4	26.30	25.9	25.6	24.8
H_v (m)	0	1.49	6	13.5	24	24.6	25.9	27.41	30.37
H_c (m)	15.7	16.24	17.87	0.58	24.37	24.6	25.09	25.6	26.67

Les résultats du tableau sont représentés dans la figure ci-dessous :

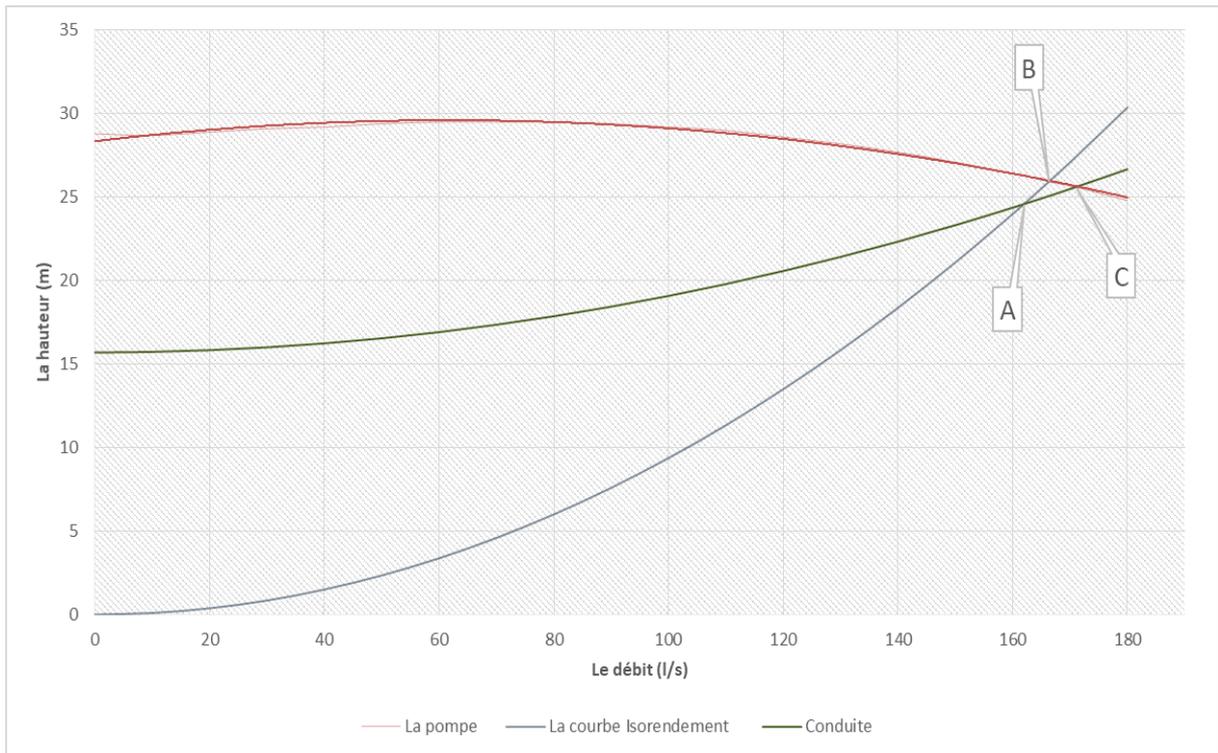


Fig. V- 13: Recherche graphique du point homologue du point désiré de la pompe.

D'après les résultats du tableau ci-dessus :

- le point A ($Q_A = 162$ l/s ; $H_A = 24.6$ m) est le point désiré ;
- le point B ($Q_B = 166.5$ l/s ; $H_B = 25.9$ m) est un point homologue ;
- le point C ($Q_C = 171$ l/s ; $H_C = 25.6$ m) est le point de fonctionnement .
- Le la nouvelle vitesse de rotation est comme suit :

$$N = 1710 \times (Q_A / Q_B)$$

$$N = 1710 \times (162 / 166.5)$$

$$N = 1663.78 \text{ tr/min.}$$

Donc la vitesse de rotation qui permet de satisfaire le débit et la hauteur requise doit être de **1664 tr/min.**

- La puissance absorbée sera :

$$P_a = (g \times Q \times HMT) / \eta$$

$$P_a = (g \times Q_A \times H_B) / \eta = 9.81 \times 0.162 \times 25.9 / 0.794 = 51.84 \text{ kW.}$$

- Calcul des frais d'exploitation :

$$F_{\text{exp}} = 51.84 \times 20 \times 365 \times 4.67$$

$$F_{\text{exp}} = 1767277.44 \text{ DA.}$$

▪ Remarque

Notre choix se portera sur la première variante (diminution de la tempe de pompage) qui présente une meilleure économie.

V.9.3.3 Vérification de la cavitation

La station (SP3) installée au même niveau que la station (SP2)

- La cote du plan d'aspiration 48.8 m.
- La cote de l'axe de la pompe 48 m.
 - Hauteur d'aspiration; $H_a = 0.8$ m.

La pompe est montée en charge.

- Calcul de la pression à la cote d'aspiration

$$P_0/\omega = 10.33 - 0.0012 \times 48.8$$

$$P_0/\omega = 10.27 \text{ m.}$$

- Les pertes de charge à aspiration $J_a = 0$ m.

$$NPSH_d = 10.27 + 0.8 - 0.24$$

$$NPSH_d = 10.83 \text{ m.}$$

$$\text{On a } NPSH_r = 3.19 \text{ m.}$$

On constate que $NPSH_d > NPSH_r$, il n'y a pas un problème de cavitation.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé à l'aide du catalogue des pompes le type de pompes qui assurant le débit et la charge nécessaires pour le transport de l'eau vers le point considéré pour le présent projet.

Ces machines répondent convenablement aux besoins de notre projet et peuvent être mise en place dans les stations de pompage.

Pour la station de pompage (SP1) projetée alimentera le réservoir semi-enterré de complexe Hassen Badi (RP), on a opté pour cinq (05) pompes multicellulaires identiques de type **PM 150/2D** installées en parallèle pour un rendement de 73.9% et un temps de pompage de 19 heures 40 minutes par jour.

Pour la station de pompage (SP2) projetée alimentera le réservoir surélevé (R2) (le château d'eau) de complexe Hassen Badi, on opte pour quatre (04) pompes de type **MEC- AZ3 /125E** installées en parallèle pour un rendement de 77.1 % et un temps de pompage de 20 heures par jour.

Pour la station de pompage (SP3) projetée alimentera le réservoir surélevé (R1) (le château d'eau) de Mohammadia, on opte pour trois (03) pompes de type **MEC-AZ2 /125B** avec un rendement de 79.4 % et un temps de pompage 19 heures 57 minutes par jour.

Ces pompes répondent convenablement au besoin de notre projet et peuvent être mise en place dans la station de pompage.

Après avoir fait le dimensionnement des stations de pompage, il nous paraît nécessaire d'assurer la protection, la stabilité et la bonne pose de la conduite pour la durabilité et protection des conduites contre le coup de bélier, où cette étude sera détaillée dans le chapitre ci-après.

Chapitre VI
Pose et protection des
conduites

VI.1 Introduction

Le rôle d'une canalisation est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux différentes variations des pressions sur cette dernière, et aux flexions longitudinales liées au mouvement de sol.

Les conduites d'adduction sont soumises encore au phénomène du coup de bélier qui génère des ondes de surpression et de dépression de grande amplitude qui risquent de détruire les installations hydrauliques et d'engendrer des fuites sur le réseau.

Il est donc important d'étudier les moyens propres à limiter ces contraintes, pour la protection de système et garantir sa longévité.

VI.2 Protection des conduites contre le coup de bélier

VI.2.1 Description du phénomène

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements.

Les surpressions et les dépressions peuvent atteindre des valeurs assez grandes, provoquant la rupture de la canalisation. C'est pourquoi, il est très important d'étudier les moyens de protection pour limiter ses effets, puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment pour résister à une pression intérieure.

VI.2.2 Causes du phénomène [12]

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène de coup de bélier sont :

- Arrêt brutal, par disjonction brusque, d'un ou de plusieurs groupes électropompes alimentant une conduite de refoulement ;
- Démarrage ou arrêt d'une ou plusieurs pompes ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction ;
- Une variation brusque de la vitesse d'un liquide.

VI.2.3 Analyse physique du coup de bélier [11]

Nous sommes en présence d'un phénomène de propagation d'ondes, caractérisé par une vitesse de propagation et comportant quatre phases de durée (L/a).

L'analyse physique dans le cas de l'arrêt d'une pompe sur une conduite de refoulement est comme suit:

- **Phase 1 à l'instant ($t = L/a$) :** l'onde de dépression se propage vers le réservoir en laissant derrière elle une conduite contractée dans laquelle l'eau est immobile. à l'instant $t = L/a$, toute la longueur de la conduite est en dépression.

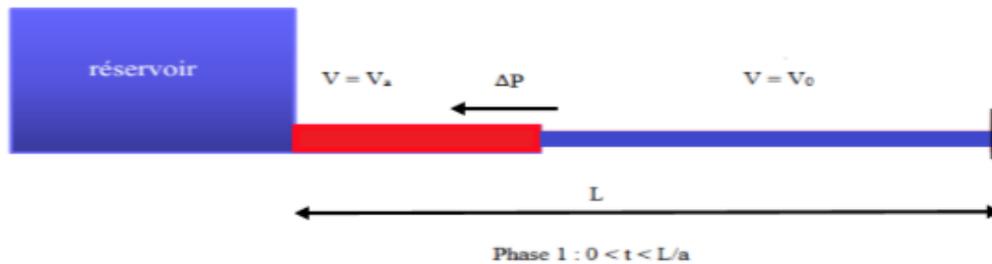


Fig. VI- 1:Contraction de la conduite.

- **Phase 2 à l'instant ($t = 2L/a$) :** lorsque l'onde atteint le réservoir, il y a réflexion avec changement de signe provoquant une onde de surpression qui repart vers le clapet. La conduite reprend sa section initiale induisant un retour d'eau. à l'instant $t = 2L/a$, la conduite a repris sa forme initiale et l'onde de surpression est réfléchiée sur le clapet.

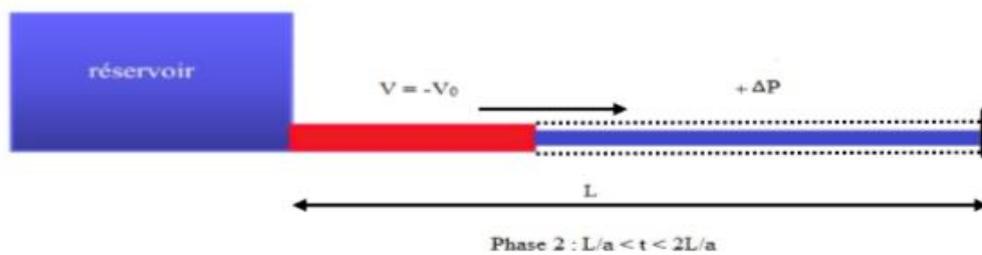


Fig. VI- 2:Écoulement au sens inverse.

- **Phase 3 à l'instant ($t = 3L/a$) :** en raison de cet arrêt, la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches qui suivent vont subir le même sort avec les mêmes conséquences pour la conduite, l'onde de pression gagne de proche en proche, dans le sens pompe-réservoir, toute la canalisation. Au bout d'un nouveau temps L/a , c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine, toute la conduite sera dilatée avec une eau surpressée immobile.

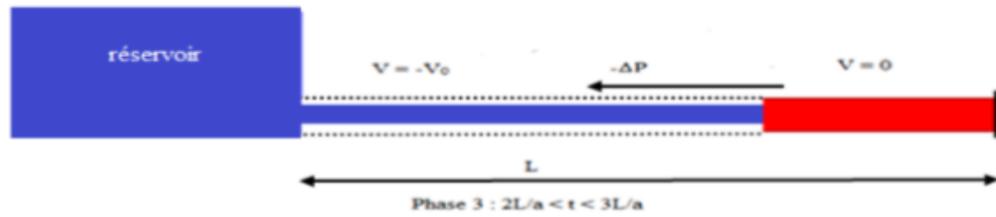


Fig. VI- 3:Distension de la conduite.

- **Phase 4 à l'instant ($t = 4L/a$) :** à l'instant $t = 3L/a$, une onde réfléchi sur l'extrémité libre du réservoir repars vers le clapet en annulant la dilatation de la conduite et provoquant un écoulement dans la direction du réservoir. Lorsque l'onde atteint le clapet a $t = 4L/a$, la conduite et l'écoulement deviennent identiques à ce qu'ils étaient à l'instant $t = 0$ et les quatre phases se répètent une nouvelle fois. Le coup de bélier dans une conduite simple est donc un phénomène périodique de $4L/a$, comportant une succession de phases de dépressions et de phases de surpression.

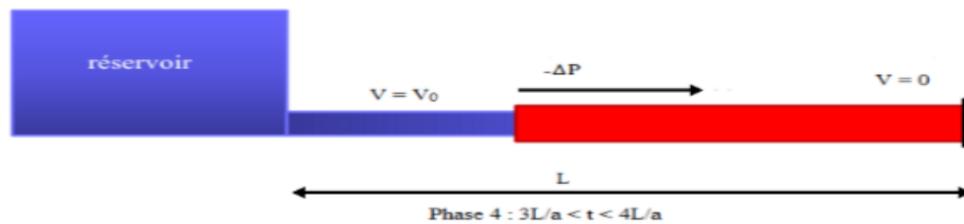


Fig. VI- 4:Retours aux conditions initiales.

VI.2.4 Les conséquences du coup de bélier [10]

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

- Emission de bruit ;
- Usure rapide des matériels, voire quelque fois leur détérioration brutale ;
- Détérioration des joints par suite fuites aux raccords ;
- Eclatement de la conduite du à la surpression ;
- Ecrasement du à la dépression.

VI.2.5 Moyens de protection contre le coup de bélier

Il existe des dispositifs de protection engagés ont un rôle de limiter les variations de la pression (surpression ou dépression) dans la conduite, Les appareils les plus adaptés sont [13] les suivants:

VI.2.5.1 Volant d'inertie

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

Ce système est généralement peu ou non utilisable, car :

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

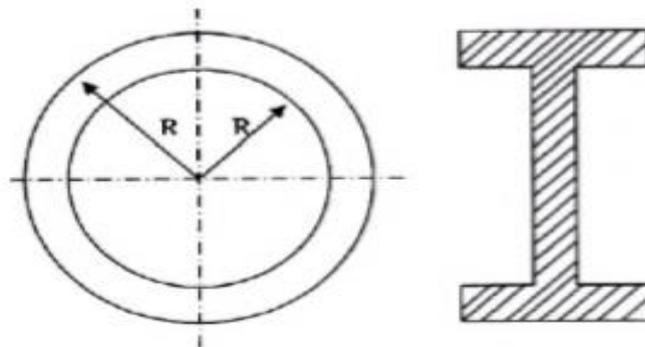


Fig. VI- 5:Volant d'inertie.

VI.2.5.2 Soupapes de décharge

Les soupapes de décharge s'ouvrent pour réduire la surpression à une valeur acceptable. Ces dispositifs sont généralement constitués d'une soupape maintenue par un ressort, cette soupape ne doit s'ouvrir que sur une pression déterminée, légèrement supérieure à (5%) à la pression maximale de fonctionnement normale.

L'ouverture de la soupape doit pouvoir s'effectuer très rapidement pour que l'opération soit efficace, et laisse passer un débit qui doit être évacué vers l'extérieur.

L'utilisation des soupapes de décharge nécessite un entretien suivi et une surveillance attentive.

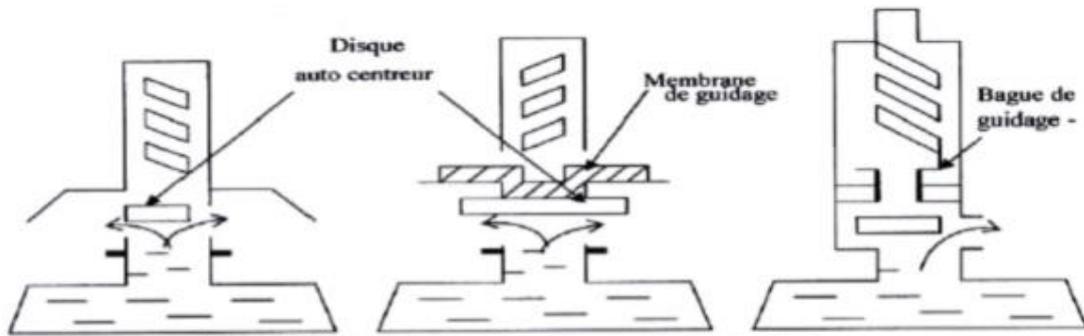


Fig. VI- 6: Fonctionnement d'une soupape de décharge.

VI.2.5.3 Les ventouses

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

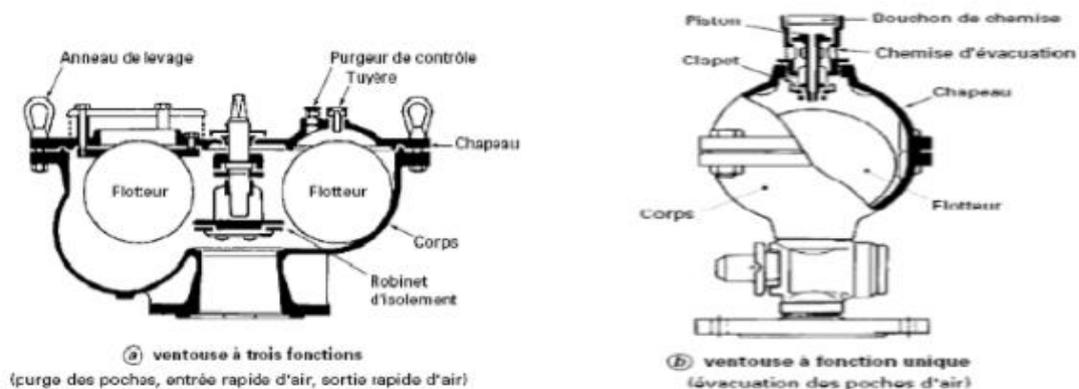


Fig. VI- 7: Ventouse à trois fonctions et Ventouse à fonction unique.

VI.2.5.4 Réservoir d'air

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

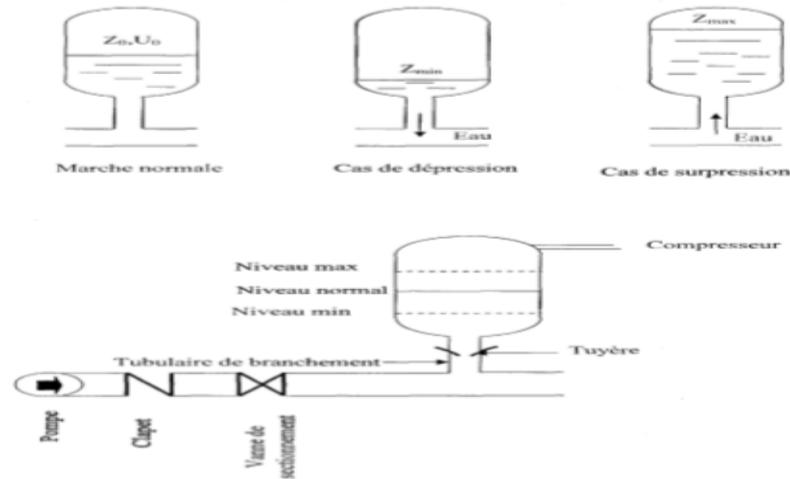


Fig. VI- 8:Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.

VI.2.5.5 Cheminée d'équilibre

Une cheminée d'équilibre est constituée d'un réservoir cylindrique à l'air libre et à axe verticale. Elle joue le même rôle que les réservoirs d'air, mais on arrive à des ouvrages de dimensions assez considérables dans le cas des hauteurs de refoulement moyennes ou grandes.

Une cheminée d'équilibre est généralement aménagée en dérivation à la jonction d'une galerie d'amenée en charge et d'une conduite forcée dans le but de réduire la valeur des surpressions produites par le coup de bélier, elle est aussi utilisée sur le tracé de refoulement qui comporte des points hauts où peut survenir une cavitation en régime transitoire.

Elle présente certains avantages, à savoir:

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

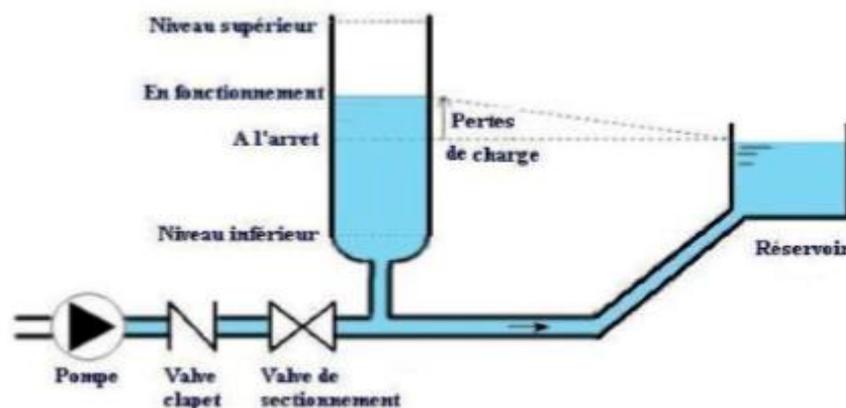


Fig. VI- 9:Cheminée d'équilibre.

VI.2.6 Etude du coup de bélier

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

VI.2.6.1 La valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{K \times D}{e}}} \quad \text{VI- 1}$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite ;
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

➤ 1^{er} Cas : Fermeture brusque

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

$$t_f \leq 2L / a \quad \text{VI- 2}$$

Avec :

- L: Longueur de la conduite ;
- a : la célérité de l'onde (m/s).

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$b = a \times V / g \quad \text{VI-3}$$

Avec :

- b : La valeur du coup de bélier (m) ;
- a : La célérité de l'onde (m/s) ;
- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s²).

- **La valeur maximale de la pression (surpression) (Z_{\max}) sera :**

$$Z_{\max} = Z_0 + b \quad \text{VI- 4}$$

- **La valeur maximale de la pression (dépression) (Z_{\min}) sera :**

$$Z_{\min} = Z_0 - b \quad \text{VI- 5}$$

Où :

$$Z_0 = H_g + 10 \quad \text{VI- 6}$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement ;
- 10 : Pression atmosphérique ;
- Z_0 : Pression absolue de la conduite.

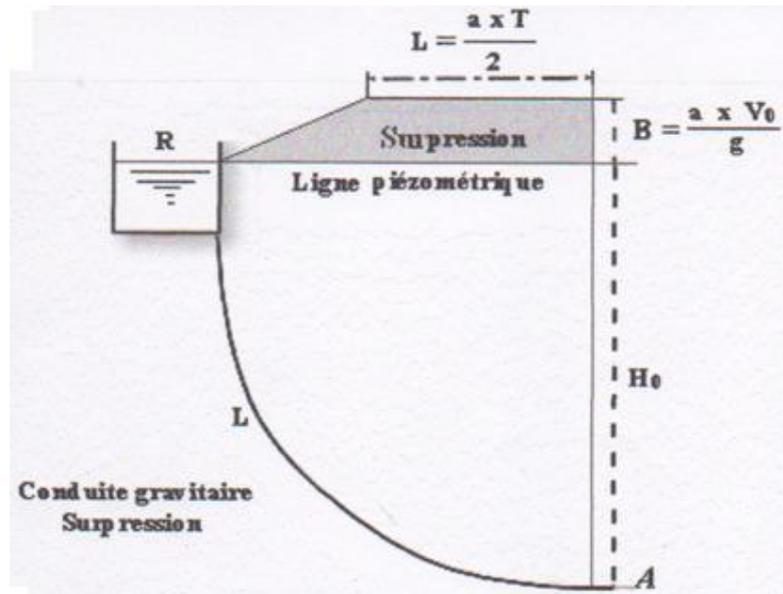


Fig. VI- 10: Les valeurs de la surpression dans les conduites gravitaires.

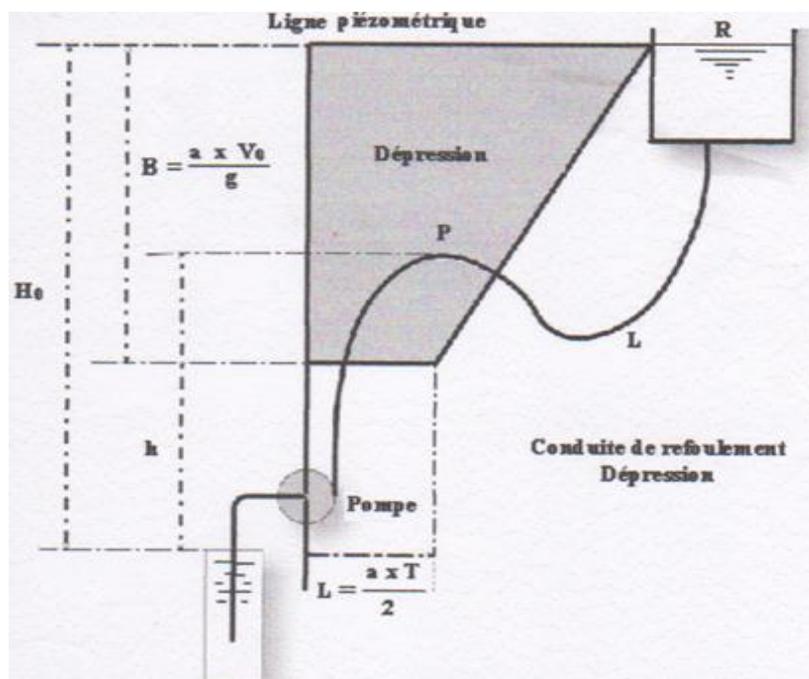


Fig. VI- 11: Les valeurs de dépression dans les conduites de refoulement.

➤ **2^{ème} cas : fermeture lente**

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

$$t_f > 2L / a \quad \text{VI- 7}$$

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

$$b = 2 \times L \times V / g \times t_f \quad \text{VI- 8}$$

VI.2.7 Application numérique du coup de bélier

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

Tableau VI- 1: les valeurs numériques de coup de bélier pour les tronçons de refoulement.

tronçon		HS-RP	RP-R2	RP-R1
Caractéristiques de la conduite	Diamètre (mm)	700	500	400
	Epaisseur e (mm)	10.8	9	8.1
	Vitesse (m/s)	1.36	1.38	1.29
Hg		46.72	35.71	15.71
Pression absolue Z_0		56.72	45.71	25.71
Célérité 'a' (m/s)		930.84	971.45	1001.67
Valeur du coup de bélier 'b' (m)		129.01	136.74	131.7
Dépression ' Z_{min} ' (m)		-72.29	-91.03	-105.99
Surpression ' Z_{max} ' (m)		185.73	182.45	157.41
Pression de service 'PNS' (m)		250	300	300

▪ Interprétation des résultats :

Les résultats de calcul des valeurs du coup de bélier montrent que les trois tronçons de refoulement vérifient la pression minimale de service en surpression mais admettent des valeurs négatives en dépression, ce qui nécessite de dispositif anti bélier.

- Pour les conduites de refoulement, notre choix pose des réservoirs d'airs.

VI.2.8 Calcul du réservoir d'air

VI.2.8.1 Méthodes de calculs

On distingue différentes méthodes de calcul [4]:

❖ **Méthode de VIBERT :**

La méthode de VIBERT donne de bons résultats pour les petites installations et risque de donner des volumes de réservoirs d'air important dans le cas de grandes installations.

❖ **Méthode de BERGERON :**

La méthode de BERGERON est la plus répandue, elle donne de bons résultats que ça soit pour les petites ou pour les grandes installations.

Nous utilisons un programme Excel pour calculer les différents paramètres du réservoir d'air.

➤ **Principe de calcul :**

Une fois, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U_0 d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement sont fixées, les valeurs maximales de la surpression et la dépression seront déterminées par la méthode de BERGERON.

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la surpression ou pour la dépression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou de d'étranglement, ou des deux. Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements.

Le tracé de l'épure de BERGERON s'effectue par approximations successives de la manière suivante :

- On fixe préalablement le volume d'air U_0 en régime normal et une vitesse finale V_f pour un intervalle de temps t considéré ;
- On calcule les pressions dans le réservoir d'air et dans la conduite, en ajoutant ou en retranchant les pertes de charge soit à la montée ou à la descente de l'eau ;
- On vérifie sur l'épure si la pression finale correspondant à la vitesse choisie est la même que celle calculée. Si ce n'est pas le cas, on reprend le même procédé de calcul avec une autre vitesse et ainsi de suite jusqu'à l'obtention du résultat voulu.

➤ **Application des principes cités :**

Après l'arrêt brusque du groupe, la masse d'eau continue de monter vers le réservoir d'eau avec une vitesse décroissante. Cette vitesse s'annule à un moment donné et par conséquent toute la masse d'eau descend vers le réservoir d'air avec une vitesse de sens contraire (négative) qui augmente d'abord en valeur absolue puis diminue pour devenir nulle, ...etc, et le phénomène se poursuit en s'amortissant.

Les principales étapes de calculs seront alors comme suit :

- Les temps se suivent selon des valeurs $t = 2 L/a$.
- **Variation du volume d'air :**

Lorsque le réservoir de l'anti-bélier écoule de l'eau dans la conduite de refoulement on enregistre une augmentation du volume d'air, si le réservoir reçoit de l'eau de la conduite de refoulement on enregistre une diminution du volume d'air.

$$U = S \times t \times V_m \quad \text{VI- 9}$$

Avec :

- S : Section de la conduite de refoulement (m²) ;
- t : Temps d'aller et retour de l'onde (s) ;
- V_m : Vitesse moyenne entre la vitesse de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie en (m/s).

- **Pression dans le réservoir d'air:**

La nouvelle pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de POISSON, telle que :

$$(Z_0 + \delta_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad \text{VI- 10}$$

Avec :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- Z₀ : Pression absolue ;
- U₀ : Volume d'air initial ;
- U : Nouveau volume d'air ;
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

- **Calcul des pertes de charge dans la tuyère et la vitesse dans la tubulure :**

Elles se rapportent à l'organe d'étranglement ; on choisit une tuyère. On calculera, à la montée de l'eau, la vitesse V₁ de l'eau dans la tuyère en fonction de la vitesse finale V_f de l'eau dans la conduite pour l'intervalle de temps considéré. On calculera aussi la vitesse V₂ dans la tuyère à la descente de l'eau.

- **Cas de la montée de l'eau :**

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage sortant et son coefficient de débit est de l'ordre de 0,92.

$$\frac{v_1}{v_f} = \frac{D^2}{d'^2} = K \quad \text{VI- 11}$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite de refoulement en (m) ;
- d' : Diamètre de la veine liquide contractée dans la tuyère en (m) ;
- V_f : Vitesse finale choisie dans la conduite de refoulement en (m/s) ;
- d : Diamètre de la tuyère en (m).

D'où : $d' = 0,92 d$

La perte de charge Δh_1 à la montée de l'eau est donnée par :

$$\Delta h_1 = c \times \frac{V_1^2}{2g} \quad VI- 12$$

Avec :

- c : Coefficient de perte de charge.

Le Coefficient de perte de charge 'c' se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe (VI-1). Il s'écrit en fonction du rapport m_1 , tel que :

$$m_1 = \left(\frac{d'}{D_t}\right)^2 \quad VI- 13$$

Avec :

- D_t : Diamètre de la tubulure.

➤ **Cas de la descente :**

Dans ce cas, la tuyère joue le rôle d'un ajutage rentrant de BORDA, avec un coefficient de contraction de 0,5.

On a :
$$\frac{V_2}{V_f} = 2 \frac{D^2}{d^2} = K' \quad VI- 14$$

Où :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère en (m/s) ;
- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite en (m/s) ;
- D : Diamètre de la conduite en (m) ;
- d : Diamètre de la tuyère en (m).

La perte de charge Δh_2 à la descente de l'eau est donnée par :

$$\Delta h_2 = c' \times \frac{V_2^2}{2g} \quad VI- 15$$

- c' : Coefficient de perte de charge.

Le Coefficient de perte de charge c' se détermine à partir de l'abaque donné en Annexe (VI-01). Il s'écrit en fonction du rapport m_2 , tel que :

$$m_2 = 0,5 \times \left(\frac{d}{D_t}\right)^2 \quad \text{VI- 16}$$

Avec :

- D_t : Diamètre de la tubulure en (m) ;
- d : Diamètre de la tuyère en (m).

VI.2.8.2 Dimensionnement du réservoir d'air pour la conduite HS-RP

Les résultants du calcul que nous avons trouvé à partir du programme Excel sont donnés dans le tableau (VI-2) ci-dessous :

Tableau VI- 2: Développement des résultats de calcul du réservoir d'air pour la conduite HS-RP.

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0.7 m	Vitesse	1.359678 m/s	Volume U	3.1 m ³
Débit	0.523 m ³ /s	Section	0.38465 m ²	K PDC en	35.88 Vf ²
H géomet	46.72 m	Célérité a	930.8409 m/s	K PDC so	10.07 Vf ²
Long. Con	3450 m	B	129.0157 m	Exposant	1.2
coef. K	1	Hmax	175.7357 m	Pression de l'air	
Epaisseur	0.0108 m	Hmin	-82.29565 m	pres. air Z	
C Haz Will	128.431	periode θ	7.412652 s	rés. 250.9336 IU*	
Résultats des variations du volume d'air		Ho	56.72 m	Résultats des pressions	
Umax	7.810604 m ³	PDC δ	7.835795 m	Surpressi	
Umin	2.424167 m ³	alg	94.88694 s	Dépressio	
				30.62215 m	
				37.93427 m	

temps	ΔU	U	Z	Δh1; Δh2	Z-Δh; Z+Δl	δ	Z → Δh →	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	3.1	64.55579	0	64.55579	7.835795	56.72	1.359678	0	0	
7.412652	3.249773	6.349773	27.30608	8.520351	18.78573	3.799776	14.98596	0.919848	1.139761	0.919844	4.86E-06
14.8253	1.460831	7.810604	21.29843	0.110688	21.18775	0.068076	21.11967	0.104833	0.512343	0.104842	-9.72E-06
22.23796	-0.577803	7.232802	23.35616	9.337371	32.69353	1.275247	33.96878	-0.510126	-0.202647	-0.510136	9.91E-06
29.65061	-1.805226	5.427576	32.96417	20.51331	53.47748	2.643087	56.12057	-0.756216	-0.633129	-0.756122	-9.39E-05
37.06326	-1.946443	3.481133	56.17002	13.3156	69.48562	1.771432	71.25705	-0.609329	-0.682657	-0.609192	-0.000137
44.47591	-1.056966	2.424167	86.71502	0.627131	87.34215	0.104597	87.44675	-0.1323	-0.370699	-0.132207	-9.36E-05
51.88857	0.323972	2.748138	74.59727	1.301112	73.29616	0.666822	72.62934	0.359191	0.113623	0.359453	-0.000262
59.30122	1.115886	3.864024	49.55888	1.804148	47.75473	0.902532	46.8522	0.422862	0.391364	0.423274	-0.000412
66.71387	0.79668	4.660704	39.57559	0.185023	39.39057	0.109548	39.28102	0.13508	0.279412	0.135549	-0.00047
74.12652	-0.093396	4.567308	40.54869	1.450467	41.99916	0.227364	42.22652	-0.201452	-0.032756	-0.201061	-0.000391
81.53918	-0.797067	3.770241	51.04183	4.599395	55.64123	0.661953	56.30318	-0.35859	-0.279547	-0.358034	-0.000556
88.95183	-0.820725	2.949516	68.52804	1.699777	70.22781	0.263335	70.49115	-0.21785	-0.287845	-0.217656	-0.000195
96.36448	-0.164506	2.78501	73.4137	0.105312	73.30839	0.065008	73.24338	0.10142	-0.057636	0.102264	-0.000845
103.7771	0.555275	3.340285	59.02406	0.830772	58.19329	0.440144	57.75314	0.286445	0.194746	0.287228	-0.000782

A partir du tableau, on a :

- La surpression maximale = 30.62 m ;
- La dépression maximale = 37.93 m ;
- Le volume total du réservoir d'air $U_t = U_{max} \times 1.2 = 7.81 \times 1.2 = 9.372 \text{ m}^3$.

Donc le volume de réservoir d'air est **10 m³**.

❖ **L'explication graphique :**

Le dimensionnement du réservoir d'air conduit à mieux protéger contre le coup de bélier. La Figure (VI-12) montre d'une façon claire la dissipation progressive du front d'onde tout en protégeant la conduite.

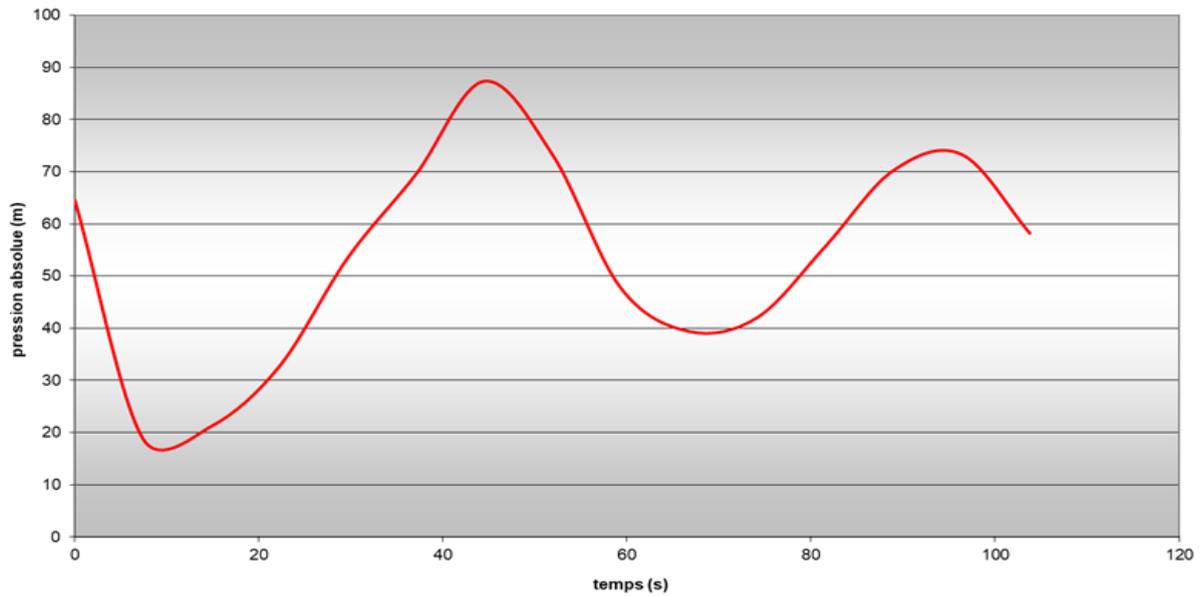


Fig. VI- 12:Variation de la pression absolue en fonction de temps de la conduite HS-RP.

❖ **Tracé de l'épure de BERGERON :**

L'épure de BERRGERON est obtenue à partir de la simulation fait par le programme Excel :

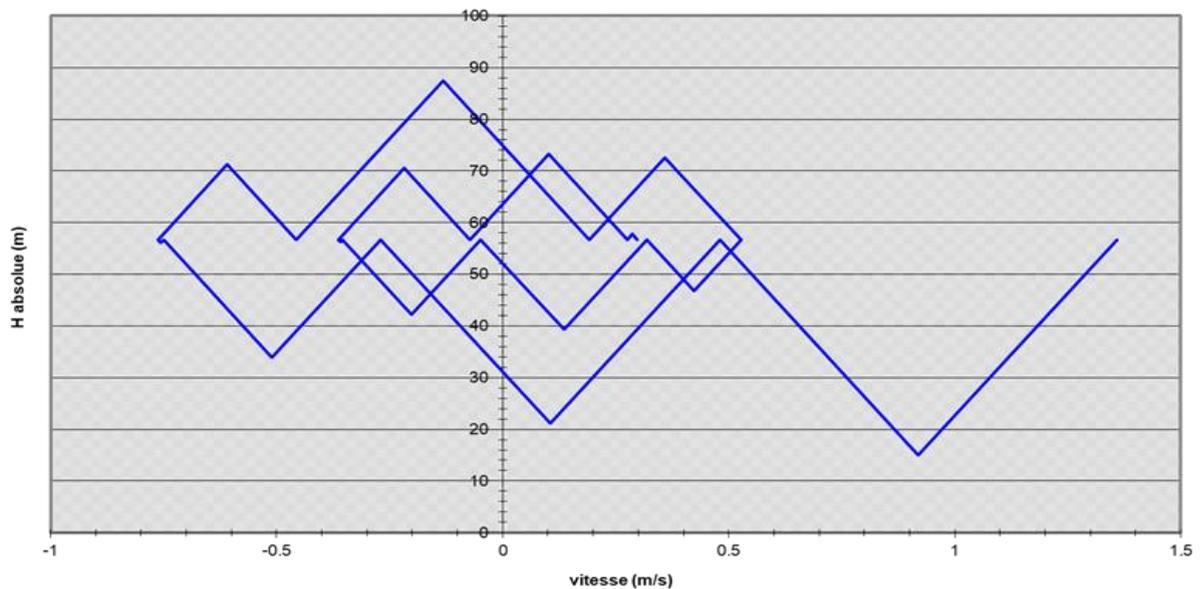


Fig. VI- 13:Epure de BERGERON pour la conduite HS-RP.

VI.2.8.3 Dimensionnement du réservoir d'air pour la conduite RP-R1

Suivant les mêmes étapes pour le tronçon RP-R1, les résultants du calcul que nous avons trouvé à partir du programme Excel sont :

- La surpression maximale = 4.66 m ;
- La dépression maximale = 16.47 m ;
- Le volume total du réservoir d'air $U_t = U_{\max} \times 1.2 = 3.115 \times 1.2 = 3.738 \text{ m}^3$.

Donc le volume de réservoir d'air est **4 m³**.

VI.2.8.4 Dimensionnement du réservoir d'air pour la conduite RP-R2

VII. Suivant les mêmes étapes pour le tronçon RP-R2, les résultants du calcul que nous avons trouvé à partir du programme Excel sont :

- La surpression maximale = 6.1 m ;
- La dépression maximale = 24.7 m ;
- Le volume total du réservoir d'air $U_t = U_{\max} \times 1.2 = 0.165 \times 1.2 = 0.198 \text{ m}^3$.

Donc le volume de réservoir d'air est **0.2 m³**.

VI.3 Pose des conduites

VI.3.1 Généralités

Les conduites peuvent être posées en terre, en galerie, en élévation au-dessous du sol, sur les ouvrages d'art, dans le lit d'une rivière ou dans un sous-sol marin. Généralement, sont posées en tranchées afin d'être protégées et d'être des obstacles à la circulation.

VI.3.2 Différentes poses de la canalisation

VI.3.2.1 Pose en terre

La pose en terre s'effectue dans une tranchée dont la largeur minimale est de 0.6 m, permettant aux ouvriers d'y accéder [4].

La profondeur de la tranchée est déterminée comme suit :

- Une distance suffisante doit être aménagée au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite afin d'éviter les dégâts pouvant être causés par les différentes sollicitations extérieures des charges mobiles. Cette distance est comprise entre 0,6 à 1,2 m suivant que les régions soient exposées aux gels ou non.
- Le fond de la tranchée est ensuite recouvert d'un lit de pose de 0,15 à 0,2 m d'épaisseur, ce lit de pose est assuré par :
 - Du gravier dans les terres ordinaires ;
 - Des pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains dans les terrains rocheux ou imperméables ;

- Un lit de béton maigre dans les parties rocheuses possédant des pentes importantes.

Avant la descente en fouille, nous examinons les tuyaux afin d'éliminer ceux ayant subi des chocs, et nous débarrassons les autres de tout corps étranger.

Finalement, nous passons au remblaiement de la tranchée en la bourrant soigneusement par couches successives arrosées et bien tassées au-dessous et sur les côtés des conduites avec une terre purgée de pierres.

La figure (VI-14) suivante illustre une coupe transversale d'une conduite enterrée.

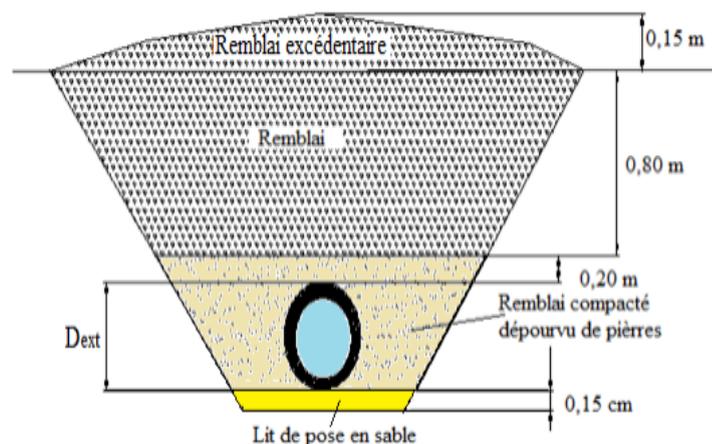


Fig. VI- 14: Coupe transversale d'une conduite enterrée.

Le choix du matériau du remblaiement utilisé et le soin apporté lors de la pose, ont une incidence primordiale sur le vieillissement des canalisations.

Il est tout d'abord nécessaire de choisir un matériau qui permette une meilleure stabilisation de la conduite, tel que le sable ou le gravier.

Un grand soin doit être apporté lors de la pose des conduites afin d'éviter certains chocs à la canalisation : des chocs qui pourraient engendrer une dégradation du revêtement de la paroi extérieure impliquant une fragilisation de la conduite à la corrosion.

VI.3.2.2 Pose en mauvais terrains

Lorsque la conduite traverse des terrains de mauvaise qualité, on prévoit quelques solutions :

- **Cas d'un terrain peu consistant:**

Pour éviter tout mouvement de la canalisation, celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol.

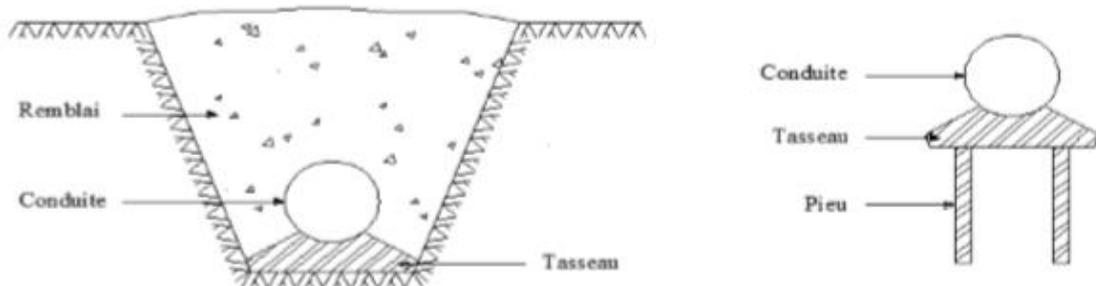


Fig. VI- 15:Pose de canalisation dans un terrain peu consistant.

- **Cas d'un terrain mouillé:**

Il est convenu dans la tranchée un moyen pour le drainage (conduite par exemple) couvert d'un lit de gravier de gros calibre par la suite un lit en béton sur lequel repose la canalisation.

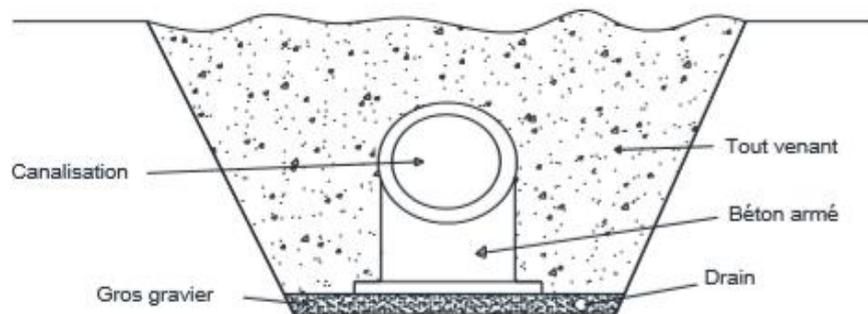


Fig. VI- 16:Pose de canalisation dans un terrain mouillé.

VI.3.2.3 Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente un double avantage, faciliter leur surveillance et éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi que l'ouverture de la chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou les agglomérations disposent déjà de galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables). Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (Fig. VI-17).

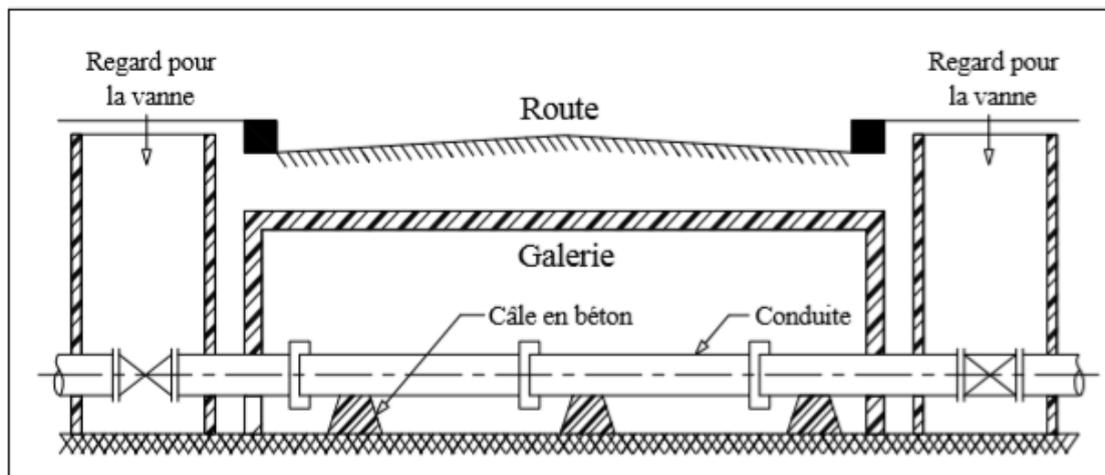


Fig. VI- 17: Pose de canalisation en galerie.

VI.3.2.4 Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente, les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

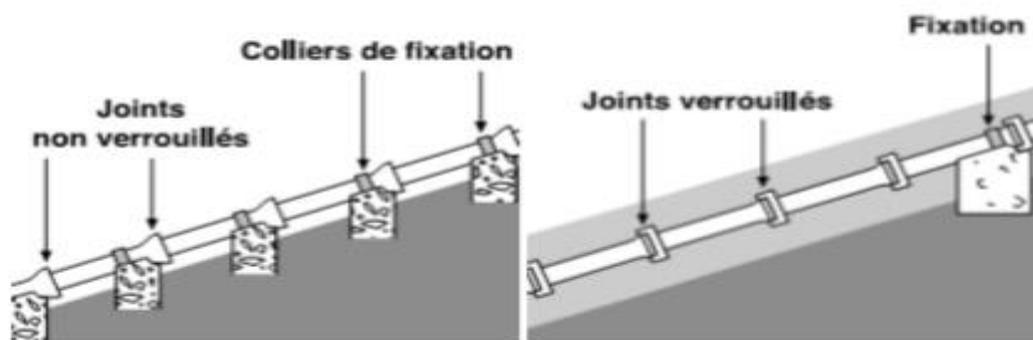


Fig. VI- 18: Pose de canalisation en pente.

VI.3.2.5 Traversée d'une rivière

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier.

Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

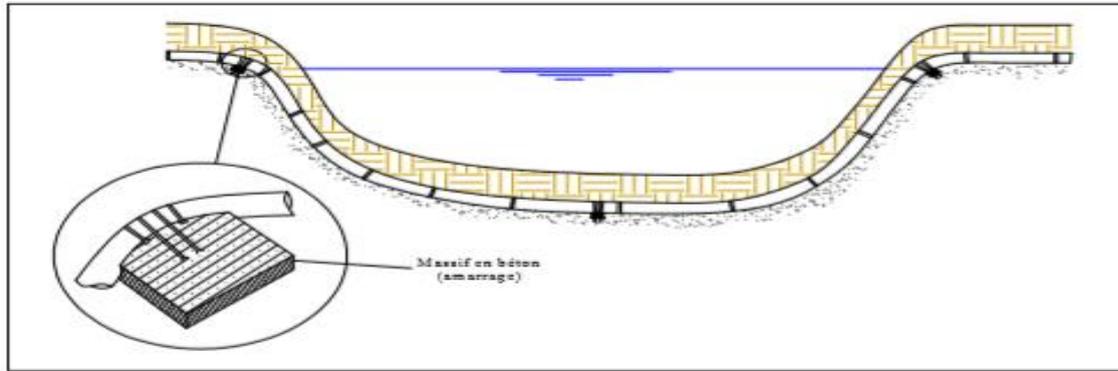


Fig. VI- 19:Canalisation traversée d'une rivière.

VI.3.3 Stabilisation des conduites

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton [4]. On distingue :

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

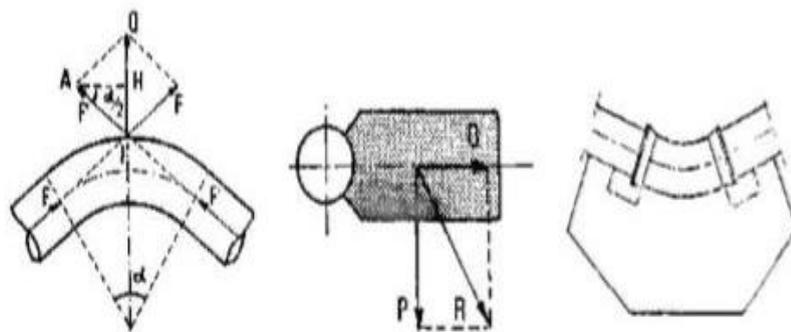


Fig. VI- 20:Butée sur coude horizontal.

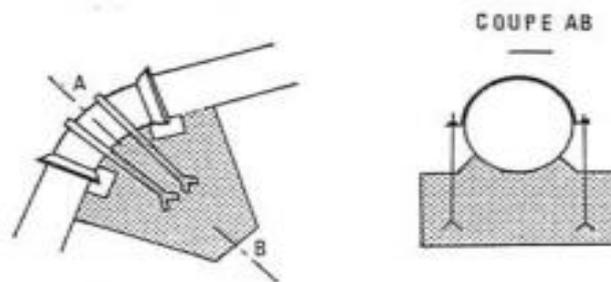


Fig. VI- 21:Butée sur coude vertical.

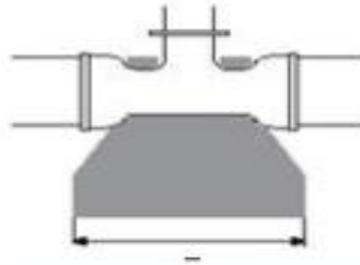


Fig. VI- 22:Butée sur branchement.

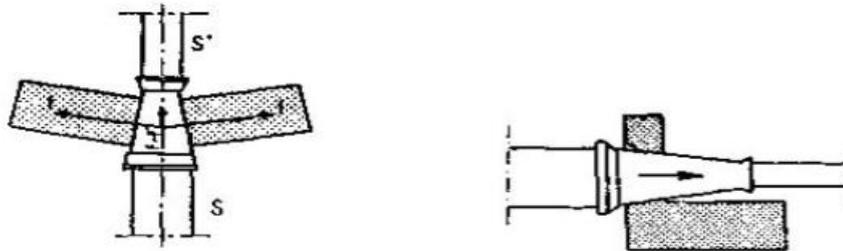


Fig. VI- 23:Butée sur un cône.

VI.4 L'organisation d'un chantier

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

VI.4.1 Différents travaux à entreprendre

VI.4.1.1 Travaux concernant l'adduction

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- **Exécution des tranchées**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations, Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

- **Pose de lit de sable**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15 cm dans notre cas.

- **Pose des conduites**

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

de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

▪ **Epreuve de joint et de la canalisation**

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1.5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0.2 bar.

▪ **Remblayage des tranchées**

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

▪ **Nivellement et compactage**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

VI.4.1.2 Travaux concernant les stations de pompage

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

- Exécution du décapage ;
- Exécution des fouilles ;
- Coulage du béton de propreté ;
- Coulage du béton pour les semelles ;
- Coulage du béton pour les demi-poteaux ;
- Remblayage des fouilles ;
- Coulage du béton des longrines inférieures ;
- Remblayage des casiers ;
- Coulage de la chape inférieure ;
- Coulage du béton de poteaux ;
- Coulage du béton pour longrines supérieures et de la dalle ;
- Maçonnerie et finition générale.

VI.4.2 Calcul des volumes des travaux de l'adduction [14]

VI.4.2.1 Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers sachant que :

$$S_{exc} = b_{tr} \times h_{tr} \quad VI- 17$$

- S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe ;
- b_{tr} : largeur de la tranchée ;
- h_{tr} : profondeur de la tranchée.

$$V_{exc} = S_{exc} \times L_{tr} \quad VI- 18$$

- V_{exc} : volume des déblais ;
- L_{tr} : longueur de la tranchée.

▪ La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, elle est donnée par la relation suivante :

$$h_{tr} = D + h' + h_1 \quad VI- 19$$

- h_{tr} : profondeur de la tranchée (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m) ;
- h' : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol ;
- h_1 : épaisseur de lit de pose $h_1 = 0.15$ m.

▪ Largeur de la tranchée

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

$$b_{tr} = D + 0.6 \text{ m} \quad VI- 20$$

- b_{tr} : largeur de la tranchée (m) ;
- D : diamètre de la conduite (m).

Pour la conduite HS-RP d'une longueur $L=3450$ m, elle est traversée aérienne d'une longueur de 30 m.

Tableau VI- 3: Calcul du volume du lit de pose.

Diamètre de la conduite (mm)	Longueur de tranchée (m)	Largeur de tranchée (m)	Profondeur de la tranchée (m)	Volume de lit de pose (m ³)
700	3420	1.3	0.15	666.9
500	50	1.1	0.15	8.25
400	2210	1	0.15	331.5
Volume total				1006.65

Tableau VI- 4: Calcul du volume à excaver.

Diamètre (mm)	Longueur (m)	largeur de tranchée (m)	profondeur de la tranchée (m)	Volume déblai (m ³)
700	3420	1.3	1.85	8225.1
500	50	1.1	1.65	91
400	2210	1	1.55	3425.5
Volume total				11741.35

VI.4.2.2 Remblais compacté

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c \quad VI- 21$$

- V_r : volume du remblai ;
- V_{exc} : volume du déblai (volume excavé) ;
- V_c : volume occupé par la conduite ;
- V_s : volume du lit de sable.

- **Volume de la conduite**

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a la pose des conduites dont la connaissance de la section et imprimante pour la détermination du volume des remblais.

$$S = 3.14 \times D_c^2 / 4 \quad VI- 22$$

- S : section de la conduite (m²) ;
- D : diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S \times L \quad VI- 23$$

- V_c : volume de la conduite (m³).

Tableau VI- 5: Calcul du volume du remblai de l'adduction.

Diamètre mm	Longueur m	surface de conduite m ²	Volume de conduite m ³	volume de lit de sable m ³	Volume excavé m ³	Volume du remblai m ³
700	3420	0.38465	1315.503	615.6	7182	5599.908
500	50	0.19625	9.8125	8.25	90.75	72.6875
400	2210	0.1256	277.576	331.5	3425.5	2816.424
Volume Total						8489.0195

VI.4.2.3 Frais total des travaux d'adduction*Tableau VI- 6: Frais total des travaux d'adduction.*

Travaux	Quantité (m ³)	Prix unitaire (DA)	Prix total (DA)
Déblai	11741	348	4085989.8
Remblai	8489.0195	400	3395607.8
Lit de pose	1006.65	1000	1006650
Le total			8488247.6

VI.4.3 Choix des engins de terrassement

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient :

- La pelle hydraulique ;
- Le bulldozer ;
- Le chargeur ;
- Le compacteur.

VI.4.3.1 Pelle hydraulique

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement.



Fig. VI- 24:Pelle rétro hydraulique.

VI.4.3.2 Bulldozer

Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou a pneu. L’outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu’un mécanisme hydraulique permet d’abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l’engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30 cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut réglage des tas de déblais en couche d’épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au-dessus du sol de 75cm à 1m).



Fig. VI- 25:Bulldozer.

VI.4.3.3 Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.



Fig. VI- 26: Chargeur.

VI.4.3.4 Compacteur

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon .Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.



Fig. VI- 27: Compacteur.

VI.4.3.5 Camion malaxeur

Son rôle est transporter le béton prêt à partir de la centrale à béton aux ouvrages à construire.



Fig. VI- 28:Camion malaxeur.

VI.4.4 Planification des travaux

La planification consiste à chercher la meilleure façon d'utiliser avec économie sur la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observation instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail sera fait :

- Dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;
- Sans retard ;
- Economique que possible.

VI.4.5 Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches ;
- Détermination des tâches antérieures ;
- Construction des graphes partiels ;
- Regroupement des graphes partiels-Détermination des tâches de début de l'ouvrage ;
- Construction finale.

VI.4.6 Définitions des tâches et leurs durées [14]

VI.4.6.1 La durée d'excavation

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

$$T = \frac{V_{exc}}{Reng} \quad (Jours) \quad VI- 24$$

AN : $T = 11741 / 800 \approx 15$ jours.

- V_{exc} : Le volume de terre à excaver ;
- $Reng$: Le rendement de l'engin. (m^3/jrs).

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau (VI-7), avec :

- Lit de sable : 1.5 Km /jour ;
- Pose des conduites : 1 Km / jour ;
- Epreuve de joint et de la canalisation : 1 km /jour ;
- Remblais : 4 jours/km ;
- Compactage : 2 jours /km.

Tableau VI- 7:Temps de réalisation des opérations de l'adduction.

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la trachée	15
B	Lit de sable	4
C	Pose de conduite	6
D	Epreuve de joint et de la canalisation	6
E	Remblais	23
F	Compactage	12

- Donc la durée totale de ces tâches du projet est de **66 jours**, cette durée peut être diminuée si on utilise plusieurs engins en même temps.

Conclusion

D'après l'étude effectuée dans ce chapitre, et dans le but de protéger notre canalisation contre le coup de bélier, les valeurs de ce dernier soit pour les tronçons de refoulement montrent que tous les tronçons vérifient la pression minimale de service en surpression mais ils admettent des valeurs négatives en dépression, ce qui ne nécessite pas de dispositif anti bélier.

On a opté pour le dimensionnement des réservoirs d'air pour les trois (03) conduites d'adduction projetées du projet par la méthode de BERGERON.

Notre adduction à un diamètre variable, la largeur de la tranchée ne sera pas constante le long du tracé, mais variable selon le changement de diamètre.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes.

Grâce à une bonne organisation du chantier, on arrivera à achever les travaux dans les meilleures conditions les engins convenables aux différentes opérations de réalisation et en les planifiant de façon adéquate, enfin nous estimons une durée de pose de conduites de **10 semaines** et un cout total de **8488247.6 DA** pour la pose des conduites.

*Conclusion
générale*

Conclusion générale

La problématique posée dans ce présent travail est de sécuriser l'alimentation des deux communes d'El Harrach et Mohammadia et satisfaire les besoins en eau potable des deux communes. Cette région souffre d'une perturbation d'alimentation en eau potable à cause de la saturation du complexe Bordj El Kiffan en période estivale.

Lors de notre élaboration de ce projet d'étude, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour la réalisation d'un nouveau réseau d'adduction pour l'alimentation en eau potable de la région, afin de résoudre cette problématique et assurer la pérennité des ressources et répondre aux différents besoins en eau potable à long terme.

Après avoir estimé les différents besoins en eau à horizon **2045**, nous avons trouvé un débit maximal journalier de **45208.48 m³/j**, ce qui nous a obligés de prévoir la réalisation d'un nouveau système d'adduction d'après le complexe Harrach sud alimenter d'un piquage sur la conduite principale SPIK (Système de Production Isser Keddara) qui est alimenté à partir du barrage de Keddara et le barrage de Beni Amrane.

L'ouvrage de stockage est dimensionné selon les besoins en eau estimés, on a projeté un réservoir semi-enterré **10 000 m³** au complexe de Hassen Badi.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, à savoir des diamètres de **400 mm** et **500 mm** et **700 mm** en fonte ductile selon les pressions de service trouvées.

La différence d'altitude entre les points de projet, ont exigées l'implantation des stations de pompage pour chaque un des tronçons de système, à l'aide de logiciel catalogue, le choix des pompes est porté sur des pompes à axe horizontal de service avec une autre de secours seront prévues pour chaque station de pompage.

Le calcul hydraulique effectué pour la protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, montre des dépressions pour les trois conduites projetées, ce qui nécessite une protection anti-bélier. Le choix est pour emplacement des réservoirs d'air pour la lutte contre la dépression au niveau de chaque tronçon. Une étude d'organisation du chantier était élaborée pour assurer la progression des travaux dans les meilleures conditions.

Au finale, on souhaite que cette étude serve d'avant-projet pour l'élaboration d'une étude de la restructuration de réseau d'alimentation en eau potable partie adduction de la région El Harrach.

Bibliographie

Bibliographie

- [1] **L. Brahim**, "MEMOIRE MAGISTER étude dépollution industrielle de bv oued Harrach," Annaba, 2015.
- [2] **Site web**, "**Wilaya ALGER**," 2020. <http://www.wilaya-alger.dz/fr/les-circonscriptions-administratives>.
- [3] **L. R. T. c. s. M M .CORNET**, «Carte géologique de l'Algérie échelle 1/500.000 / dressée d'après la 1ère. édition 1933 à 1940 et les travaux récents par M.M. Cornet A.
- [4] **DUPONT, A.** : "Hydraulique urbaine", Tome II : ouvrage de transport-élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris 216, 1979.
- [5] **VALIRON, F.**, "Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement", Tome I : *Eau dans la ville Alimentation en eau*, Edition Tec & Doc, 1994.
- [6] **BONIN, J.** : "Hydraulique urbaine appliqué aux agglomérations de petite et moyenne importance". Edition Eyrolles, 1977.
- [7] **BENDAHMANE, B. et OUBELGHA, N.** : "Renforcement de l'AEP de OUADHIAS et de TAGUEMOUNT EL DJEDID à partir de THAKHOUKHT, Wilaya de Tizi Ouzou". Mémoire de fin d'études. Université de Béjaia, 2007.
- [8] **HAMDAOUI, H. et MERZOUGUI, K.** : "Raccordement de l'alimentation en eau potable de la commune de Seddouk à partir du transfert Akbou-Bejaia à partir du barrage Tchi-Haf ". Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2010.
- [9] **FOUGHALIA, I. et KAHLA M.**, "Etude du réseau d'AEP des villages Ain Beida Heriche, Sedari et Sebikhia, Wilaya de Mila". Mémoire de fin d'études, Université de BEJAIA, 2015.
- [10] **LHADJ, H. et SADLI M.**, "Diagnostic et réhabilitation du système d'alimentation en eau potable du village Kefrida (commune Taskriout Wilaya de Bejaia) ". Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2019.
- [11] **BENAZIZA ,K. et MEKHALFA,I.**, "L'élaboration d'un Système d'information géographique (SIG), renforcement de réseau d'AEP de la région de Djebel Ouagueb commune d'Oued ATHMANIA Wilaya de Mila à partir de barrage de Beni Haroun". Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2019.

- [12] **François G. Brière**, " Distribution et collecte des eaux ", édition Presses internationales Polytechnique.
- [13] **REMINI, H.** : " Renforcement de l'alimentation en eau potable des communes de la Daira de CHEMINI (BEJAIA) ". Mémoire de fin d'études. Université de Béjaia, 2015.
- [14] **KECHTA, M.** : "Etude de l'interconnexion entre les barrages DEURDEUR et KODIAT ROSFA (W.TISSEMSILT) ". Mémoire de fin d'études. Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique –ARBAOUI ABDELLAH -, 2014.
- [15] Données de la station météorologique de Dar EL Beida.
- [16] Données collectées de ANRH.
- [17] Données de la Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger (SEAAL).
- [18] **MOKRANI, H. et SENNINI, B.** : " Etude d'alimentation en eau potable des agglomérations CHADDIA-BOUHLEL-TASLEMT-GHARIANA à partir du barrage EL-AGREM (W.JIJEL) ". Mémoire de fin d'études. Université de Béjaia, 2017
- [19] **BOUMERIDJA, M., DJEDAOUN, F.**, " Etude d'alimentation en eau potable des villages Ighzer Oubhlouth, Ait Boujalla et Ait Khetal, commune de Beni Mauche, Wilaya de Bejaia", Mémoire de fin d'études. Université de Béjaia, 2010.
- [20] **NAIT ALI, N., BOUZIANE, C.** : "Etude de l'adduction des douze villages de TOUDJA, Wilaya de BEJAIA". Mémoire de fin d'études, Université de BEJAIA, 2006.

Annexes

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

Heures	Nombre d'habitants				
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	Agg.de type rural
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-00	1	1.5	3.3	3.7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

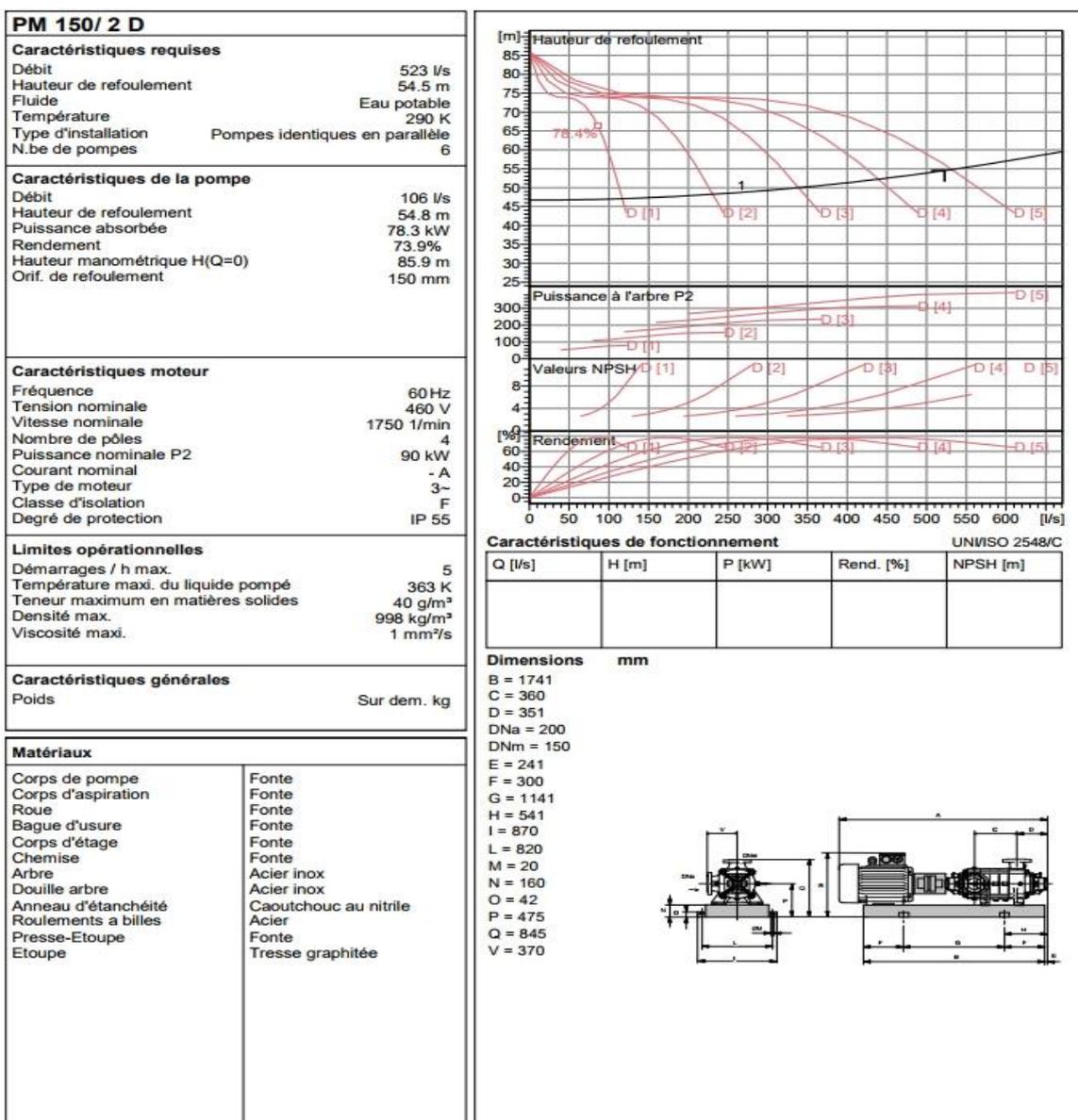
Annexe (IV-01): Les caractéristiques des conduites en fonte ductile.

Désignation	DN (mm)	Quantité (m)	Tarif DZD
Tuyaux fonte ductile classe 40	60	1	2152.00
Tuyaux fonte ductile classe 40	80	1	2026.00
Tuyaux fonte ductile classe 40	100	1	2254.00
Tuyaux fonte ductile classe 40	125	1	2717.00
Tuyaux fonte ductile classe 40	150	1	4047.00
Tuyaux fonte ductile classe 40	200	1	4979.00
Tuyaux fonte ductile classe 40	250	1	6639.00
Tuyaux fonte ductile classe 30	300	1	8368.00
Tuyaux fonte ductile classe 30	350	1	13755.00
Tuyaux fonte ductile classe 30	400	1	15242.00
Tuyaux fonte ductile classe 30	450	1	17521.00
Tuyaux fonte ductile classe 30	500	1	20608.00
Tuyaux fonte ductile classe 30	600	1	26178.00
Tuyaux fonte ductile classe 25	700	1	35721.00
Tuyaux fonte ductile classe 25	800	1	41909.00
Tuyaux fonte ductile classe 25	900	1	51458.00
Tuyaux fonte ductile classe 25	1000	1	61040.00

Annexe (V-01): Caractéristiques de la pompe de la station de pompage (SP1).



Modena - Italy

 COMPANY
 WITH QUALITY SYSTEM
 CERTIFIED BY DNV
 ISO 9001


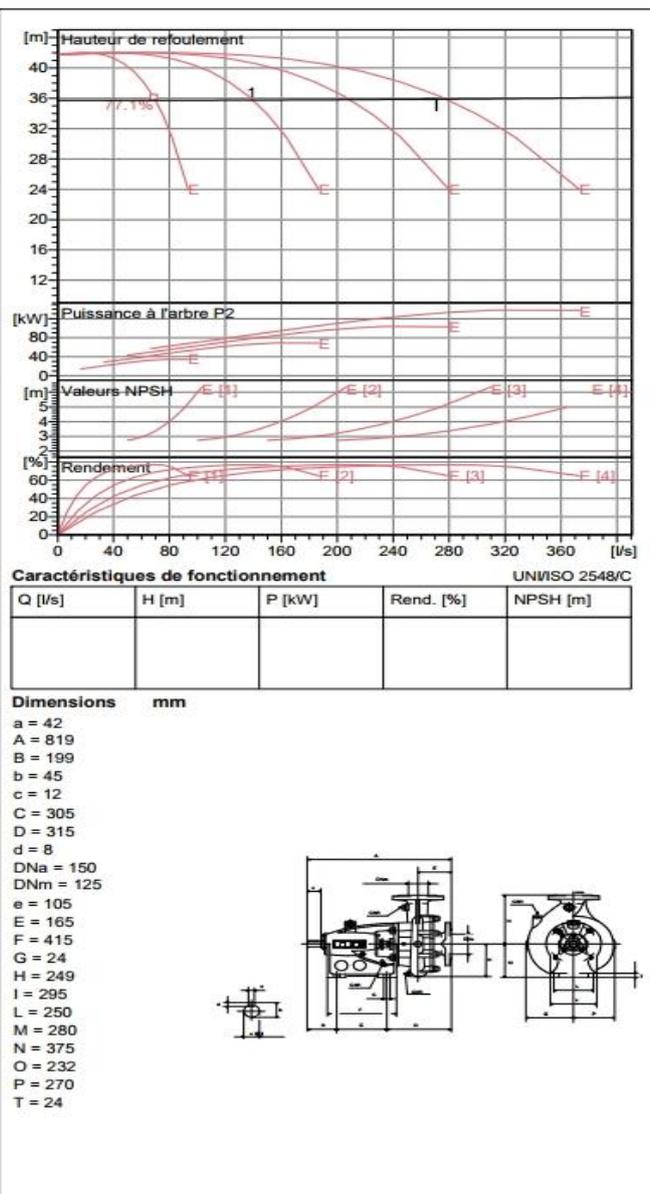
Annexe (V-02): Caractéristiques de la pompe de la station de pompage (SP2)



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

MEC-AZ 3/125E	
Caractéristiques requises	
Débit	271 l/s
Hauteur de refoulement	35.9 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	5
Caractéristiques de la pompe	
Débit	67.7 l/s
Hauteur de refoulement	35.9 m
Puissance absorbée	32.8 kW
Rendement	77.1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	41.8 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	Hz
Tension nominale	
Vitesse nominale	
Nombre de pôles	
Puissance nominale P2	
Courant nominal	
Type de moteur	
Classe d'isolation	
Degré de protection	
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	
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	176 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Roue (04/80)	Fonte sphéroïdale
Arbre (...)	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



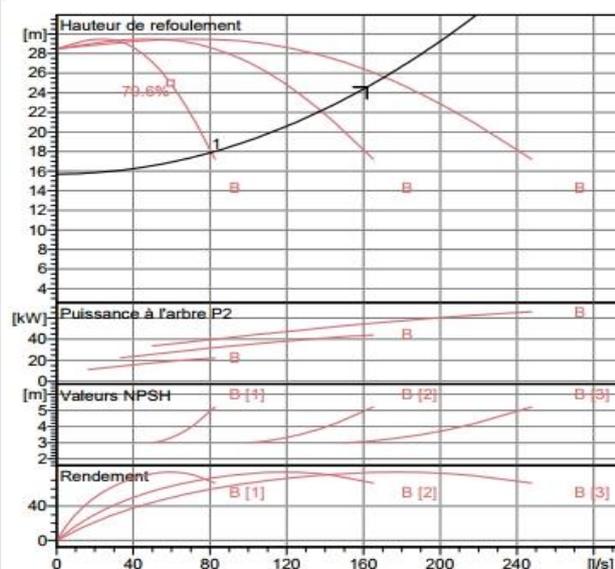
Annexe (V-03): Caractéristiques de la pompe de la station de pompage (SP3)



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001

MEC-AZ 2/125B	
Caractéristiques requises	
Débit	162 l/s
Hauteur de refoulement	24.6 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompes identiques en parallèle
N.be de pompes	4
Caractéristiques de la pompe	
Débit	57 l/s
Hauteur de refoulement	25.6 m
Puissance absorbée	18.7 kW
Rendement	79.4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	28.5 m
Orif. de refoulement	125 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	Hz
Tension nominale	
Vitesse nominale	
Nombre de pôles	
Puissance nominale P2	
Courant nominal	
Type de moteur	
Classe d'isolation	
Degré de protection	
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	
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	118 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Chaise -palier	Fonte
Roue	Fonte
Roue (04/80)	Fonte sphéroïdale
Arbre (.Z.)	Acier inox
Douille arbre	Acier cromé
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

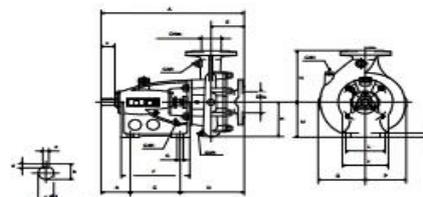


Caractéristiques de fonctionnement UNWISO 2548/C

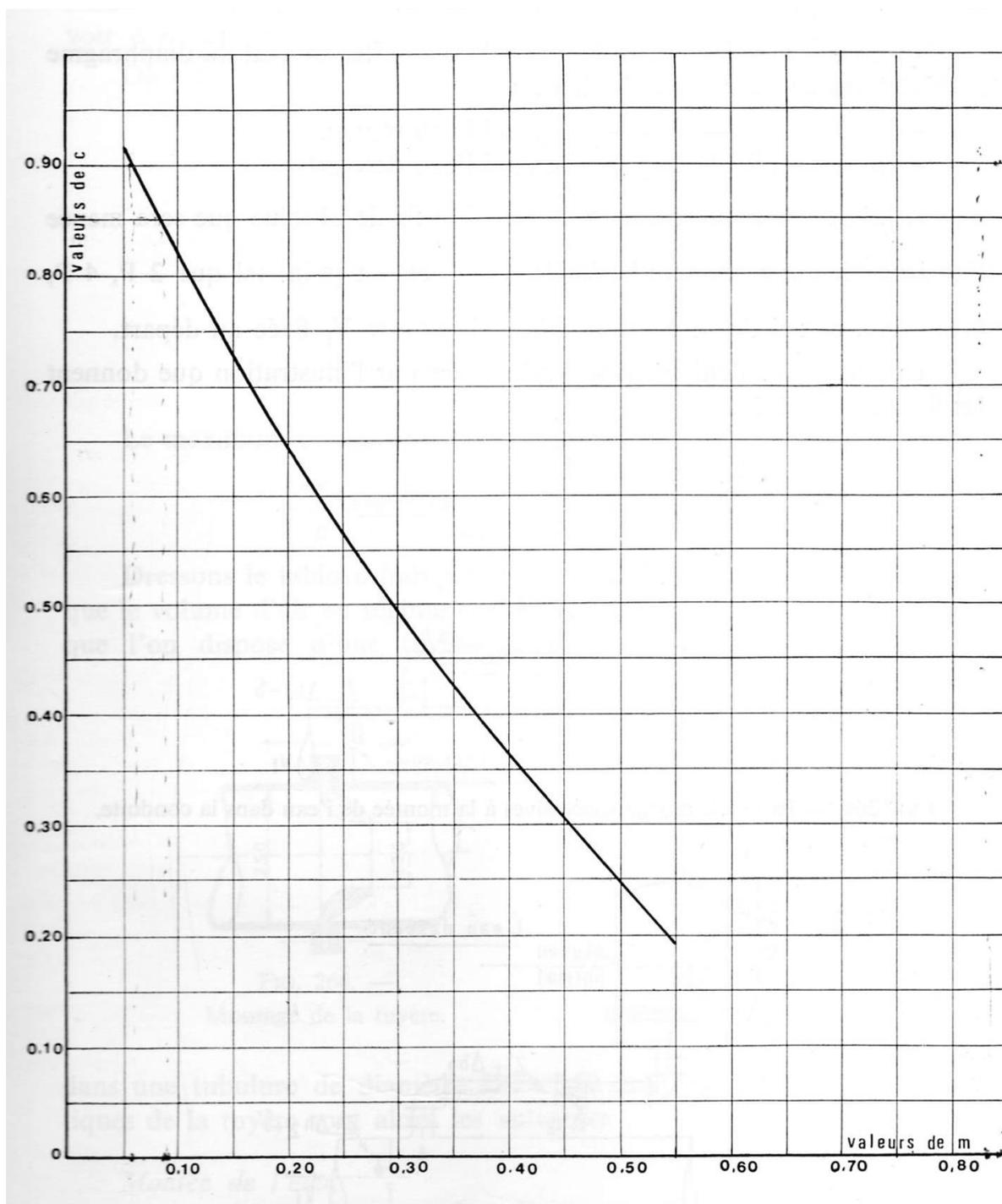
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]
166	25.9	55.3	79.2	3.14
167	25.9	55.4	79.3	3.14
165	26.1	55.1	79.2	3.12
180	24.8	57.4	79.6	3.32

Dimensions mm

a = 32
A = 674
B = 152
b = 35
c = 10
C = 240
D = 282
d = 7
DNa = 150
DNm = 125
E = 155
e = 80
F = 330
G = 22
H = 224
I = 215
L = 180
M = 200
N = 350
O = 208
P = 247
T = 19



Annexe (VI-01): Détermination du coefficient de perte de charge c , c' dans la tuyère.



Résumé :

Ce présent travail consiste à établir une étude de Restructuration du réseau d'alimentation en eau de la commune d'El Harrach (Wilaya d'Alger).

Après avoir récolté les données concernant le site et le système d'alimentation existant, on a procédé à l'estimation des besoins actuels et futurs, ce qui on a permis de dimensionner les réservoirs et les conduites d'adduction. Par la suite le dimensionnement des stations de pompes installer sur les différents points de refoulement, puis on a établi des moyens de protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier, à la fin, on a élaboré une étude d'organisation de chantier pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

Mots clé : Restructuration, Réservoir, Adduction, pompe, Station de pompage, coup de bélier, Organisation de chantier, conduites.

Abstract :

This study consists in establishing a study of Restructuring of the water supply network of the commune of El Harrach (Wilaya of Algiers).

After having collected the data concerning the area and the existing water supply system, the current and future needs were estimated, which made it possible to design the water tanks and the conveyance pipes. Then, the pumping stations were installed at the various discharge points, after that protection measures against the water hammer phenomenon were established, and finally, a project planning study was elaborated in order to carry out the execution works in the best possible conditions.

Key words: Restructuring, water tank, conveyance, pump, pumping station, water hammer, project planning, pipes.

ملخص :

تتكون هذه الدراسة من إعداد دراسة حول إعادة هيكلة شبكة إمدادات المياه لبلدية الحراش (ولاية الجزائر). بعد جمع البيانات المتعلقة بالمنطقة ونظام الإمداد بالمياه الحالي ، تم تقدير الاحتياجات الحالية والمستقبلية ، مما جعل من الممكن تصميم خزانات المياه وأنابيب النقل، ثم نختار المضخات المراد تركيبها على نقاط التفريغ المختلفة ، وبعد ذلك تم وضع إجراءات الحماية ضد ظاهرة المطرقة المائية ، وأخيراً تم إعداد دراسة تخطيطية للمشروع من أجل تنفيذ الأشغال في أفضل الظروف الممكنة.

الكلمة الرئيسية :

إعادة الهيكلة ، خزان المياه ، النقل ، المضخة ، محطة الضخ ، المطرقة المائية ، تخطيط المشروع ، الأنابيب.