



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

GOUDJIL SARAH

SADELLI HAYETTE

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

ALIMENTATION EN EAU POTABLE DES LOCALITES M'NAIR I, M'NAIR II, HEDDADA, DHAMNET EL FHEL, AIN BELKACEM ET KOUDIET EL ASSA (W. SOUK AHRAS)

Soutenu le **28 /06 / 2017** devant le jury composé de :

- Président : **Mr : AMIROUCHE M.**
- Promoteur (s): **Mr: BERREKSI A.**

Mr: HAMMOUCHE A.

- Examineur (s): **Mr: BEDJOU A/H.**

Remerciements

Nous remercions DIEU pour nous avoir donné le courage et la volonté de mener à bien terminer ce travail.

Nos vifs remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidé tout au long de notre travail, particulièrement à:

Nos encadreurs Mr BERREKSI.A, Mr HAMMOUCHE.A, qu'ils trouvent ici l'expression de nos sincères remerciements pour avoir accepté de nous diriger afin de mener à bien ce mémoire. Pour leurs conseils utiles, critiques fructueuses, nous tenons à exprimer ici nos profondes reconnaissance pour eux.

L'ensemble de personelles du bureau de construction hydraulique, wilaya de Guelma surtout Mr HARRAT.A et sa famille qui nous ont accueilli ainsi que Mr BOUREGBI.H, qui nous a aidé.

Nous tenons également à remercier Mr SOUAI.A, pour son aide, sa disponibilité, ses idées pour mieux compléter ce travail, nous exprimons notre profond respect pour lui.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres

De jury d'avoir accepté de juger notre travail.

Sans oublier tous nos amis (es).

SOMMAIRE

Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation du site et Estimation des besoins	
I.1. Introduction.....	02
I.2. Présentation du site.....	02
I.2.1. Situation géographique.....	03
I.2.1.1. Commune de Heddada.....	03
I.2.1.2. Commune de Koudiet El Assa.....	03
I.2.2. Situation géologique	03
I.2.3. Situation climatique	03
I.2.3.1. Commune de Heddada.....	03
I.2.3.2. Commune de Sidi Fredj	03
I.2.4. Situation hydraulique.....	03
I.2.5. Situation démographique.....	04
I.3. Estimation des besoins en eau.....	04
I.3.1. Estimation de la population future	04
I.3.2. Estimation des besoins en eau de différentes catégories.....	05
I.3.2.1. Les Besoins en eau domestiques	06
I.3.3. Consommation moyenne journalière	06
I.3.3.1. Consommation moyenne journalière de la population.....	06
I.3.3.2. Consommation moyenne journalière des équipements.....	07
I.3.3.3. Consommation moyenne journalière des équipements à long terme.....	10
I.3.3.4. Les besoins totaux en eau.....	10
I.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière	12
I.3.5. Variation de la consommation journalière	13
I.3.5.1. Variation de la consommation maximale journalière.....	14
I.3.5.2. Variation de la consommation minimale journalière	14
I.3.6. Variation de la consommation horaire.....	15
I.3.6.1. Calcul des débits moyens horaires.....	15
I.3.6.2. Le débit maximum horaire.....	16
I.3.6.3. Le débit minimum horaire.....	17
I.4. Conclusion.....	17

Chapitre II : Etude des ouvrages de stockage

II.1. Introduction	18
II.2. La bâche de la station de pompage.....	18
II.3. Concept et dimensionnement des réservoirs.....	18
II.3.1. Concept des réservoirs	18
II.3.1.1. Définition des réservoirs.....	18
II.3.1.2. Le choix de type de réservoirs	19
II.3.1.3. Equipements des réservoirs	19
II.3.2. Dimensionnement des réservoirs.....	23
II.3.2.1. Dimensionnement du réservoir de BirLouhichi.....	23
II.3.2.2. Vérification de la capacité du réservoir de Heddada.....	24
II.3.2.3. Dimensionnement du réservoir de Dhamnet el Fhel.....	26
II.3.2.4. Vérification de la capacité du réservoir de Koudiet el Assa.....	27
II.3.2.5. Dimensionnement des réservoirs projetés.....	28
II.4. Conclusion.....	28

Chapitre III : Etude du système d'adduction

III.1. Introduction.....	29
III.2. Choix du tracé	29
III.3. Choix du type des conduites.....	29
III.4. Description du schéma de tracé	29
III.5. Les équipements du système d'adduction.....	30
III.6. Etude technico-économique	30
III.6.1. Calcul du diamètre économique	30
III.6.2. Calcul de la vitesse	30
III.6.3. Calcul des pertes de charge	31
III.6.3.1. Pertes de charge linéaire	31
III.6.3.2. Pertes de charge singulière.....	32
III.6.3.3. Pertes de charge totale.....	32
III.6.4. Détermination de la puissance absorbée par la pompe	32
III.6.5. Détermination de la hauteur manométrique.....	32
III.6.6. Energie consommée par la pompe	32
III.6.7. Détermination des Frais d'exploitation	32
III.6.8. Détermination des frais d'amortissement.....	33

III.6.9. Détermination des frais totaux.....	33
III.7. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction.....	33
III.7.1. Dimensionnement de l'adduction (partie refoulement).....	33
III.7.1.1. Tronçon M12 – SP.....	33
III.7.1.2. Tronçons forage M1 bis – SP.....	35
III.7.1.3. Tronçons forage M11 - SP.....	36
III.7.1.4. Tronçon forage M2 bis – SP.....	37
III.7.1.5. Tronçon SP– Réservoir Bir Louhichi.....	39
III.7.2. Dimensionnement de l'adduction (partie gravitaire).....	40
III.7.2.1. Tronçon réservoir BirLouhichi - Réservoir Heddada.....	40
III.7.2.2. Tronçon Réservoir BirLouhichi – Brise de Charge 01.....	41
III.7.2.3. Tronçon Brise de Charge 01 – Brise de Charge 02.....	42
III.7.2.4. Tronçon Brise de Charge 02 – Réservoir Dhamnet el Fhel.....	43
III.7.2.5. Tronçon réservoir Dhamnet el Fhel – réservoir Koudiet el Assa... ..	43
III.8. Concept et dimensionnement d'un brise de charge.....	45
III.8.1. Concept.....	45
III.8.2. Dimensionnement.....	45
III.9. Conclusion.....	45
Chapitre IV : Etude des pompes et station de pompage	
IV.I. Introduction.....	46
IV.2. Classification des pompes.....	46
IV.3. Choix des pompes.....	46
IV.4. Les courbes caractéristiques d'une pompe.....	46
IV.4.1. La courbe hauteur-débit $H_c = f(Q)$	46
IV.4.2. La courbe rendement-débit $\eta = f(Q)$	46
IV.4.3. La courbe des puissances absorbées-débit $P_a = f(Q)$	46
IV.5. Couplage des pompes.....	46
IV.6. Etude de la cavitation.....	47
IV.7. Le point de fonctionnement d'une pompe.....	47
IV.7.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré.....	48
IV.7.1.1. Première variante : modification du temps de pompage.....	48
IV.7.1.2. Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage)....	48
IV.7.1.3. Troisième variante : Rognage de la roue.....	48

IV.7.1.4. Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation	49
IV.8. Choix du type des pompes pour différentes stations	49
IV.8.1. Pompes des forages.....	49
IV.8.1.1. Forage M12.....	49
IV.8.1.2. Forage M1 bis.....	54
IV.8.1.3. Forage M11.....	55
IV.8.1.4. Forage M2 bis.....	56
IV.8.1.5. Pompe de la station de pompage.....	57
IV.9. Conclusion.....	59

Chapitre V : Protection et pose des conduites

V.1. Introduction.....	60
V.2. Analyse du coup de bélier.....	60
V.2.1. Définition du coup de bélier.....	60
V.2.2. Causes du coup de bélier.....	60
V.2.3. Conséquences du coup de bélier.....	60
V.2.4. Moyens de protection contre le coup de bélier.....	60
V.3. Etude du coup de bélier.....	60
V.3.1. Calcul de la célérité de l'onde.....	61
V.3.2. Valeur numérique du coup de bélier	61
V.4. Calcul du coup de bélier pour les différents tronçons.....	61
V.4.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement	63
V.4.2. Calcul du coup de bélier pour les tronçons gravitaires	63
V.5. Choix du moyen de protection.....	63
V.5.1. Cas de refoulement.....	63
V.5.1.1. Application de calcul pour les tronçons.....	64
V.5.1.2. Dimensionnement du réservoir d'air.....	70
V.5.2. Cas gravitaire	71
V.5.2.1. Calcul du temps de fermeture de la vanne	71
V.6. Pose des canalisations et accessoires.....	71
V.6.1. Principe de pose des canalisations.....	71
V.6.2. Différentes étapes de mise en place des canalisations.....	73
V.6.2.1. Réalisation des fouilles	73
V.6.2.2. Préparation de la canalisation.....	74

V.6.2.3. Epreuve des joints et des canalisations principales.....	74
V.6.2.4. Essai générale du réseau	74
V.6.2.5. Remblaiement de la tranchée.....	74
V.6.3. Accessoires.....	74
V.7. Conclusion.....	75

Chapitre VI : Distribution

VI.1. Introduction.....	76
VI.2. Classification des réseaux de distribution	76
VI.3. Conception d'un réseau de distribution.....	76
VI.4. Choix du système de distribution.....	76
VI.5. Choix du type de matériaux.....	76
VI.6. Description du réseau de distribution.....	77
VI.7. Dimensionnement du réseau de distribution	77
VI.7.1. Détermination des débits du réseau.....	78
VI.7.1.1. Débit spécifique.....	78
VI.7.1.2. Débit de route.....	78
VI.7.1.3. Débit aux nœuds.....	78
VI.7.2. Calcul des pertes de charge.....	78
VI.7.3. Calcul des pressions.....	79
VI.7.4. Calcul de la vitesse.....	80
VI.8. Calcul des différents débits du réseau.....	80
VI.9. Simulation du réseau.....	80
VI.10. conclusion.....	80

Chapitre VII : Estimation du coût du projet

VII.1. Introduction.....	84
VII.2. Méthodes de calcul.....	84
VII.2.1. Déblais d'excavation.....	84
VII.2.1.1. Largeur de la tranchée.....	84
VII.2.1.2. Profondeur de la tranchée	85
VII.2.1.3. Lit de sable	85
VII.2.1.4 Volume de la conduite	85
VII.2.2. Remblais compacté.....	85

VII.2.3. Calcul des coûts des travaux.....	86
VII.3. Quantification de tous les éléments constituant le projet.....	86
VII.3.1. Forages et station de pompage.....	86
VII.3.1.1. forages.....	86
VII.3.1.2. Station de pompage.....	86
VII.3.2. Ouvrages en Génie Civil.....	86
VII.3.2.1. Ouvrage de stockage.....	88
VII.3.2.2. Brise de charge.....	88
VII.3.3. Adduction	88
VII.3.3.1. Partie refoulement.....	88
VII.3.4. Distribution.....	90
VII.4. Estimation du coût des éléments constituant le réseau étudié.....	91
VII.4.1. Coût des forages et de la station de pompage.....	91
VII.4.2. Coût des ouvrages en Génie Civil	92
VII.4.3. Coût d’adduction	92
VII.4.5. Coût de distribution.....	93
VII.4.6. Coût total du projet.....	94
VII.5. Conclusion	94
Conclusion générale.....	95

Références bibliographiques

Annexes

Liste des tableaux

Tableau (I-01) : Ressources en eau disponible dans la région étudiée.....	3
Tableau (I-02) : Population (RGPH 2008) et population actuelle (2017).....	3
Tableau (I-03) : Estimation de la population future.....	4
Tableau (I-04) : Détermination des besoins domestiques.....	6
Tableau (I-05) : Les besoins en eau des équipements de M'nair I.....	7
Tableau (I-06) : Les besoins en eau des équipements de M'nair II.....	7
Tableau (I-07) : Les besoins en eau des équipements de Heddada.....	8
Tableau (I-08) : Les besoins en eau des équipements de Dhamnet El Fhel et Ain Belkacem	8
Tableau (I-09) : Les besoins en eau des équipements de Koudiet El Assa.....	9
Tableau (I-10) : Récapitulatif des besoins moyens journaliers.....	10
Tableau (I-11) : Majoration de la consommation Moyenne journalière actuelle et future de M'nair I.....	11
Tableau (I-12) : Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future de M'nair II.....	11
Tableau (I-13) : Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future de Heddada.....	12
Tableau (I-14) : Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future de Dhamnet El Fhel et Ain Belkacem.....	12
Tableau (I-15) : Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future de Koudiet El Assa.....	12
Tableau (I-16) : Consommation maximale journalière.....	13
Tableau (I-17) : Consommation minimale journalière.....	14
Tableau (I-18) : Débits moyens horaires.....	14
Tableau (I-19) : Valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	15
Tableau (I-20) : Débit maximum horaire actuel.....	15
Tableau (I-21) : Débit maximum horaire futur.....	16
Tableau (I-22) : Valeurs de β_{min} en fonction du nombre d'habitant.....	16
Tableau (II-1) : Détermination analytique de la capacité du réservoir de BirLouhichi.....	23
Tableau (II-2) : Détermination analytique de la capacité du réservoir de Heddada.....	24
Tableau (II-3) : Détermination analytique de la capacité du réservoir de Dhamnet el Fhel...	25
Tableau (II-4) : Détermination analytique de la capacité du réservoir de Koudiet el Assa....	26
Tableau (II-5) : Dimensionnement des réservoirs projetés.....	27
Tableau (III-1) : Calcul de la Hmt du tronçon M12-SP.....	33
Tableau (III-2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon M12-SP.....	33
Tableau (III-3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon M12-SP.....	33
Tableau (III-4) : Calcul des frais totaux du tronçon M12-SP.....	33
Tableau (III-5) : Calcul de la Hmt du tronçon M1bis-SP.....	34
Tableau (III-6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon M1bis-SP.....	34

Tableau (III-7) : Calcul des frais d’amortissement du tronçon M1bis-SP.....	34
Tableau (III-8) : Calcul des frais totaux du tronçon M1bis-SP.....	35
Tableau (III-9) : Calcul de la Hmtdu tronçon M11-SP.....	35
Tableau (III-10) : Calcul des frais d’exploitation du tronçon M11-SP.....	36
Tableau (III-11) : Calcul des frais d’amortissement du tronçon M11-SP.....	36
Tableau (III-12) : Calcul des frais totaux du tronçon M11-SP.....	36
Tableau (III-13) : Calcul de la Hmtdu tronçon M2 bis-SP.....	37
Tableau (III-14) : Calcul des frais d’exploitationdu tronçon M2 bis-SP.....	37
Tableau (III-15) : Calcul des frais d’amortissementdu tronçon M2 bis-SP.....	37
Tableau (III-16) : Calcul des frais totauxdu tronçon M2 bis-SP.....	37
Tableau (III-17) : Calcul de la Hmtdu Tronçon SP– Réservoir BirLouhichi.....	38
Tableau (III-18) : Calcul des frais d’exploitationdu Tronçon SP– Réservoir BirLouhichi....	38
Tableau (III-19) : Calcul des frais d’amortissement du Tronçon SP– Réservoir BirLouhichi.....	39
Tableau (III-20) : Calcul des frais totaux du Tronçon SP– Réservoir BirLouhichi.....	39
Tableau (III-21) : Calcul des pertes de charge totales duTronçon réservoir BirLouhichi- Réservoir Heddada.....	40
Tableau (III-22) : Calcul des pertes de charge totales du Tronçon Réservoir BirLouhichi- Brise de Charge 01.....	41
Tableau (III-23) : Calcul des pertes de charge totales du Tronçon Réservoir Brise de Charge Brise de Charge 02.....	42
Tableau (III-24) : Calcul des pertes de charge totalesTronçon Brise de Charge 02 - Réservoir Dhamnet el Fhel.....	42
Tableau (III-25) : Calcul des pertes de charge totalesdu Tronçon réservoir Dhamnet el Fhel- réservoir Koudiet al Assa.....	43
Tableau (III-26) : Dimensionnement des brises de charge.....	44
Tableau (IV-1) : Tension de vapeur d’eau pompée en fonction de la température.....	46
Tableau (IV-2) : Les caractéristiques de la pompe du forage M12 donnée par CAPRARI..	48
Tableau (IV-3) : Les caractéristiques de la pompe du forage M12 donnée par ROVATTI...	49
Tableau (IV-4) : Coordonnées de la courbe caractéristique de la pompe du forage M12.....	52
Tableau (IV-5) : Résultats de l’étude des variantes pour la pompe du forage M12.....	53
Tableau (IV-6) : Caractéristique de la conduite M1 bis- SP.....	53
Tableau (IV-7) : Caractéristiques de la sélection de la pompe du forage M1 bis.....	53
Tableau (IV-8) : Résultats de l’étude des variantes pour la pompe du forage M1 bis.....	54
Tableau (IV-9) : Caractéristiques de la conduite M11- SP.....	54
Tableau (IV-10) : Caractéristiques de la sélection de la pompe du forage M11.....	54
Tableau (IV-11) : Résultats de l’étude des variantes pour la pompe du forage M11.....	55
Tableau (IV-12) : Caractéristiques de la conduite M2 bis- SP.....	55
Tableau (IV-13) : Caractéristiques de la sélection de la pompe du forage M2 bis.....	55

Tableau (IV-14) : Résultats de l'étude des variantes pour la pompe du forage M2 bis.....	56
Tableau (IV-15) : Caractéristiques de la conduite SP-Réservoir BirLouhichi.....	56
Tableau (IV-16) : Caractéristiques de la sélection de la pompe de la station de pompage....	56
Tableau (IV-17) : Caractéristiques de la sélection de la pompe de la station de pompage SP	57
Tableau (IV-18) : Résultats de l'étude des variantes pour la pompe de la SP.....	58
Tableau (V-1) : Caractéristiques des conduites de refoulement.....	62
Tableau (V-2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (partie refoulement).....	62
Tableau (V-3) : Caractéristiques des conduites gravitaires.....	63
Tableau (V-4) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (partie gravitaire).....	63
Tableau (V-5) : Calcul du temps de fermeture de la vanne (partie gravitaire).....	70
Tableau (VI-1) : Résultats de calcul des différents tronçons du réseau.....	79
Tableau (VI-2) : Résultats de simulation des tronçons donnée par EPANET.....	80
Tableau (VI-3) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds.....	81
Tableau (VI-4) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds après le vannage.....	81
Tableau (VII-1) : Caractéristiques de la pompe du forage M12.....	85
Tableau (VII-2) : Equipements de surface de la pompe du forage M12.....	85
Tableau (VII-3) : Caractéristiques de la pompe du forage M1 bis.....	85
Tableau (VII-4) : Equipements de surface de la pompe du forage M1 bis.....	86
Tableau (VII-5) : Caractéristiques de la pompe du forage M11.....	86
Tableau (VII-6) : Equipements de surface de la pompe du forage M11.....	86
Tableau (VII-7) : Caractéristiques de la pompe du forage M2 bis.....	86
Tableau (VII-8) : Equipements de surface de la pompe du forage M2 bis.....	86
Tableau (VII-9) : Caractéristiques de la pompe de la station de pompage.....	87
Tableau (VII-10) : Equipements de surface de la pompe de la station de pompage.....	87
Tableau (VII-11) : Caractéristiques des ouvrages de stockage.....	87
Tableau (VII-12) : Caractéristiques des brises de charge.....	87
Tableau (VII-13) : Caractéristiques du tronçon M12- SP.....	87
Tableau (VII-14) : Caractéristiques du tronçon M1 bis- SP.....	88
Tableau (VII-15) : Caractéristiques du tronçon M11- SP.....	88
Tableau (VII-16) : Caractéristiques du tronçon M2 bis- SP.....	88
Tableau (VII-17) : Caractéristiques du tronçon SP-Réservoir BirLouhichi.....	88
Tableau (VII-18) : Caractéristiques du tronçon Réservoir BirLouhichi-Réservoir Heddada	88
Tableau (VII-19) : Caractéristiques du tronçon Réservoir Bir Louhichi-BC ₀₁	89
Tableau (VII-20) : Caractéristiques du tronçon BC ₀₁ - BC ₀₁	89
Tableau (VII-21) : Caractéristiques du tronçon BC ₀₂ - Réservoir Dhamnet el Fhel.....	89

Liste des figures

Figure (I.1): Présentation géographique de la région d'étude.....	2
Figure (II.1): Conduite d'adduction.....	20
Figure (II.2): Conduite de distribution.....	20
Figure (II.3): Conduite de trop-plein.....	21
Figure (II.4): Conduite de by-pass.....	22
Figure (II.5) : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	22
Figure (IV.1) : courbes caractéristique de la pompe du forage M12 donnée par CAPRARI.....	50
Figure (IV.2) : Courbes caractéristique de la pompe du forage M12 donnée par ROVATTI.....	51
Figure (IV.3) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe du forage M12 par.....	51
rognage	52
Figure (IV.4) : Caractéristique du point de fonctionnement pour la pompe du forage M12.....	53
Figure (IV.5) : Schéma de l'installation de la pompe immergée dans la bêche de la station de pompage.....	58
Figure (V.1) : Développement des résultats de calcul du réservoir d'air du troncons M11SP.....	68
Figure (V.2) : Epure de Bergeron pour le troncons M11-SP.....	69
Figure (V.3) : Variation de la presssion absolus en fonction du tempt pour le troncons M11-SP.....	69
Figure (VI.1) : Schéma descriptif de la distribution de la zone de M'nair I.....	77
Figure (VI.2) : Etats des nœuds et des arcs avant le vannage.....	81
Figure (VI.3) : Etats des nœuds et des arcs après le vannage.....	83

Liste des symboles

- A** : L'amortissement annuel (Annuité)
a : Célérité de l'onde (m/s)
B : Valeur du coup de bélier (m)
B_e : Besoin en eau (m³/j)
C' : Coefficient de pertes de charge (cas de montée de l'eau) dans la tuyère
C'' : Coefficient de pertes de charge (cas de descente de l'eau) dans la tuyère
C_{sp} : Cote de la station de pompage (m)
C_{M12} : Cote du forage M12 (m)
C_{M11} : Cote du forage M11 (m)
C_{M2 bis} : Cote du forage M2 bis
C_{M1 bis} : Cote du forage M1 bis
C_{R bir louhichi} : Cote du réservoir de Bir Louhichi (m)
C_{R Heddada} : Cote du réservoir de Heddada (m)
C_{R Dhamnet el Fhel} : Cote du réservoir de Dhamnet el Fhel (m)
C_{R Koudiat el Assa} : Cote du réservoir de Koudiat el assa (m)
C_{BC 01} : Cote de la brise de charge 01 (m)
C_{BC 02} : Cote de la brise de charge 02 (m)
C_{pi} : Cote piézométrique du point (i) (m)
C_{pj} : Cote piézométrique du même point considéré (m)
C_{tj} : Cote du terrain du point considéré (m)
D : Diamètre de la conduite en (m)
D_n : Diamètre normalisé de la conduite (mm)
D_{ext} : Diamètre extérieur de la conduite (mm)
D_{int} : Diamètre intérieur de la conduite (mm)
D_{min} : Diamètre minimal de la conduite (m)
D_{max} : Diamètre maximal de la conduite (m)
D₁ : Diamètre donné par BONNIN (m)
D₂ : Diamètre donné par BRESS (m)
D_r : Diamètre du réservoir (m)
D_m : Dotation moyenne journalière (l/j/hab)
d : Diamètre de la tuyère (m)
d' : Diamètre de la veine liquide contracté dans la tuyère (m)
E : Energie consommée par la pompe (KWh)
e : Epaisseur de la conduite (m)
F_{amo} : Frais d'amortissement (DA)
F_{exp} : Frais d'exploitation (DA)
F_{tot} : Frais totaux (DA)
g : Accélération de la pesanteur ($g = 9,81$ m/s)
H : Hauteur De l'eau dans le réservoir (m)
H_a : Hauteur d'aspiration (m)
H_d : Valeur minimale de la pression (m)
H_g : Hauteur géométrique (m)
H_{mt} : Hauteur manométrique totale (m)
H_l : Pertes de charge linéaires (m)
H_s : Pertes de charge singulières (m)
H_t : Pertes de charge totale (m)
H_s : Valeur maximale de la pression (m)
H₀ : Pression absolue dans la conduite (m)

H' : Distance qui sépare le point de l'intersection de la verticale passant par le point désiré avec la courbe caractéristique de la pompe (m)
H₁ : Hauteur au point de fonctionnement désiré (m)
H₂ : Hauteur au point homologue du point désiré (m)
h : Perte de charge engendrée par le vannage (m)
i : Taux d'annuité ($i = 8 \%$)
J : Pertes de charge unitaire (m/ml)
J_a : Pertes de charge à l'aspiration (m)
K : Rugosité absolue (mm)
K_c : Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation
K_{max,j} : Coefficient de majoration maximale, sa valeur varie de $1,1 \div 1,3$
K_{min,j} : Coefficient de majoration minimale sa valeur varie de $0,7 \div 0,9$
K_{max,h} : Coefficient d'irrégularité maximale horaire
K_{min,h} : Coefficient d'irrégularité minimale horaire
K' : Coefficient de rapport de vitesse
L : Longueur de la conduite (m)
L_i : Longueur du tronçon i (m)
L_{ij} : Longueur du tronçon (i-j) (m)
m_r : Coefficient de rognage (%)
m' : Rapport du diamètre de la section de la veine contractée et du diamètre de la tubulure
m'' : Rapport du diamètre de la tuyère et du diamètre de la tubulure
N : Vitesse de rotation de la pompe (tr / min)
N_i : Nombre d'habitants
N' : Nouvelle vitesse de rotation (tr / min)
N_c : Nombre de consommateurs
N_o : Nombre d'occupants de l'équipement
NPSH_a : Charge minimale disponible à l'aspiration (m)
NPSH_r : Charge nette minimale à l'aspiration (m)
n : Nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude (30 ans)
P : Population a l'horizon d'étude (2047)
P₀ : Population actuelle (2017)
P_a : Puissance absorbée par la pompe (KW)
P_u : Prix d'un KWh ($P_e = 4,67 \text{ DA/KWh}$)
P_j : Pression au sol du point considéré (m)
P_e : Prix unitaire de la conduite en (DA/ml)
P_{max} (%) : Résidu maximal dans le réservoir
PEHD : Polyéthylène haute densité
PVC : Chlorure de polyvinyle
Q : Débit qui doit transiter dans la conduite (m³/s)
Q_{équi} : Débit des équipements journalier en (m³/j)
Q_{dom} : Consommation domestique moyenne journalière (m³/j)
Q_s : Débit spécifique (l/s)
Q_p : Le débit de pointe (l/s)
Q_r : Débit de route (l/s)
Q_n : Débit au nœud (l/s)
Q_{max,h} : Consommation maximale horaire (m³/h)
Q_{moy,h} : Consommation moyenne horaire (m³/h)
Q_{max,j} : Débit majoré journalier en (m³/j)
Q_{min,j} : Débit minimal du jour le plus chargé de l'année (m³/j)
Q_{moy,j} : Débit moyen journalier en (m³/j)

- Q₁** : Débit au point de fonctionnement désiré (m³/s)
Q₂ : Débit au point homologue du point désiré (m³/s)
Q₃ : Débit au point homologue de P1 (m³/s)
R : Coefficient qui caractérise la résistance de la conduite
Re : Nombre de REYNOLDS
R₊ : Excédent en eau à différentes heures de la journée
R₋ : Insuffisantes en eau à différentes heures de la journée
r : Pourcentage de rognage (%)
S : Section de la conduite de refoulement (m²)
SP : Station de pompage de Bir Louhichi
T : Taux d'accroissement annuel de la population qui est de 2,2%
T_c : Pression de vapeur maximal de l'air (bar)
T₂ : Nouveau temps de pompage (s)
T₁ : Temps de pompage (s)
t_v : Temps de fermeture de la vanne pointeau (s)
T_f : Temps d'aller et retour de l'onde (s)
U : Volume de l'air dans le réservoir (m³)
U₀ : Volume initial de l'air choisi arbitrairement au départ dans le réservoir (m³)
U_{max} : Volume maximal d'air dans la cloche (m³)
U_{min} : Volume minimal d'air dans la cloche (m³)
V : Vitesse d'écoulement (m/s)
V_f : Vitesse finale de l'eau dans la conduite de refoulement (m/s)
V_m : Vitesse moyenne de l'eau dans un intervalle de temps (m/s)
V_t : Volume total de la cloche (m³)
V_i : Volume d'incendie (120 m³)
V_r : Volume total du réservoir (m³)
V_{bc} : Volume de la brise de charge (m³)
V₀ : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normale (m/s)
V₁ : Vitesse de l'eau dans la tuyère (cas de la montée) (m/s)
V₂ : Vitesse de l'eau dans la tuyère (cas de la descente) (m/s)
Z : La pression dans le réservoir d'air (m)
α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort, il est compris entre 1,2 ÷ 1,4
α_{min} : Coefficient qui dépend du niveau de vie et de confort, il est compris entre 0,4 ÷ 1,4
β_{max} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
β_{min} : Coefficient qui dépend du nombre d'habitant
η : Rendement de la pompe (%)
ν : Viscosité cinématique de l'eau (m²/s)
λ : Coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation
ΔH : Perte de charge dans la conduite (m)
ΔH₁ : Perte de charge à la montée (m)
ΔH₂ : Perte de charge à la descente (m)
ΔU : Variation du volume d'air (m³)

Introduction générale

L'eau, source de la vie et de développement, compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement social et économique du pays.

A cet effet plusieurs régions de l'Algérie souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable, docn la commune de Heddada et de sidi Fredj.

Devant telle situation, il est impératif de concevoir des systèmes de protection de cette ressource, et un système judicieux d'adduction de stockage et de distribution afin de satisfaire la demande.

Dans ce contexte s'inscrit le thème de notre mémoire qui est l'alimentation en eau potable des localités Heddada, M'nairI, M'nairII, Dhamnet el Fehel, Ain belkacem et Koudiet el Assa, Wilaya de Souk Ahras, à partir des quatre forages de Bir Louhichi, avec le souci de régler définitivement le problème de la pénurie d'eau, en tenant compte des particularités géographiques et hydrauliques de la région.

Cette étude analyse le système d'alimentation en eau potable en passant par :

La présentation du site de projet : situation géographique et climatique...etc, tout en estimant les besoins actuels et futurs en se basant sur le nombre d'habitant et les équipements existants actuellement et dans le futur ; et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire à long terme. Ceci fera l'objet du premier chapitre.

Dans le second chapitre, nous allons dimensionner les réservoirs et comparer leur capacité avec celle des réservoirs existants, et de projeter si nécessaire d'autres réservoirs pour stocker le volume demandé afin de satisfaire les besoins de la population.

Le troisième chapitre, sera consacré au dimensionnement des conduites d'adduction, en tenant compte des paramètres techniques et économiques.

Le quatrième chapitre, portera sur le choix des pompes adéquates pour les quatre forages et la station de pompage à partir de deux catalogues de groupe électro-pompes a savoir, CAPRARI et ROVATTI

Dans le cinquième chapitre nous allons étudier la pose et la protection des conduites, contre le phénomène oscillatoire, à savoir le coup de bélier, Afin de minimiser tout risque d'endommagement et de perturbation dans le réseau.

Un sixième chapitre portera sur l'étude de distribution en eau potable de la zone de M'nair I.

Dans le septième chapitre, nous allons estimer le coût total du projet.

Et on terminera avec une conclusion générale.

I.1. Introduction

Notre étude a pour objectif l'alimentation en eau potable de la commune de Heddada et Koudiet El Assa de la commune de Sidi Fredj; pour cela, on a commencé ce travail par une collecte de toutes les données nécessaires à cette étude.

Ce chapitre consiste à développer deux points essentiels. Le premier point est consacré à la présentation de l'aire d'étude de point de vue géographique, géologique, climatique, hydraulique et démographique; et le deuxième point est consacré à estimer les besoins en eau qui sont nécessaires pour le dimensionnement d'un réseau d'eau potable.

I.2. Présentation du site

L'aire d'étude couvre la zone frontalière Algéro-Tunisienne de la ville de Souk Ahras et qui s'étend de M'nair II (Nord Est de la ville de Heddada – chef-lieu de commune) traversant les agglomérations de Bir Louhichi, Fedj Ayad, Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et M'nair I (situées au Sud de la ville de Heddada, chef-lieu de commune) à Koudiet El Assa (située au Sud-est de la commune de Sidi Fredj).

La région d'étude est représentée dans la figure (I.1) ci-dessous :

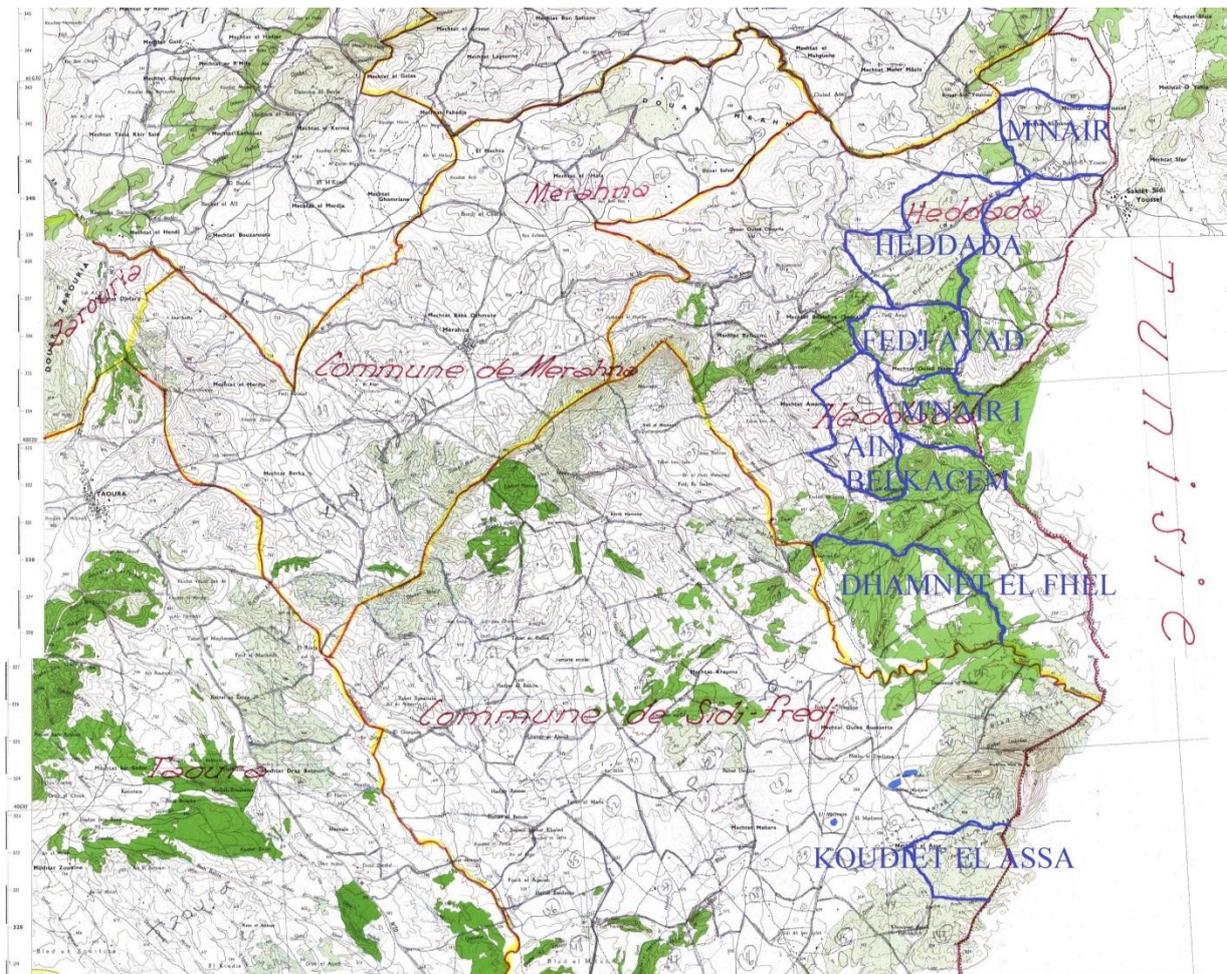


Figure (I.1): Présentation géographique de la région d'étude

I.2.1. Situation géographique

I.2.1.1. Commune de Heddada

Heddada est une commune située à environ 40 km à l'Est de Souk Ahras chef-lieu de la Wilaya. Elle se trouve entre les parallèles 36°23'06'' de latitude Nord et entre les méridiens 8°33'77'' de longitude Est. Administrativement, la commune de Heddada est limitée [1] :

- au Nord par la commune de kheddara ;
- à l'Ouest par la commune de Mrahna ;
- au Sud par la commune de Sidi Fredj ;
- et à l'Est par les frontières Tunisiennes.

I.2.1.2. Village de Koudiet El Assa

Est un village situé à 8 km du chef-lieu de la commune de Sidi Fredj. Administrativement, koudiet El Assa est limitée [1] :

- au Nord-Est par l'ancienne mine de Fer ;
- au Nord-Ouest par El Madjene ;
- à l'Ouest par Djebel Kherrouba ;
- Au Sud par Koudiet Frach Hanachir ;
- et à l'Est par les frontières Tunisiennes.

I.2.2. Situation géologique

La géologie de la région est essentiellement caractérisée par des formations sédimentaires ainsi que par des faciès marno-calcaires de différents âges géologiques. La prédominance des formations quaternaires imperméables (argiles et marnes) confère à la région un caractère de terrain peu perméable ce qui favorise le phénomène des inondations égard au faible taux d'infiltration des sols [2].

I.2.3. Situation climatique

I.2.3.1. Commune de Heddada

Le climat de Heddada est dit tempéré chaud, la température affiche 14.6°C en moyenne sur toute l'année. A Heddada les précipitations sont plus importantes en hiver, elles sont en moyenne de 763 mm [3].

I.2.3.2. Commune de Sidi Fredj

Le climat de Sidi Fredj est chaud et tempéré. En hiver, les pluies sont bien plus importantes. Le climat de Sidi Fredj affiche 14.2°C de température en moyenne sur toute l'année et une précipitation de 703 mm [3].

I.2.4. Situation hydraulique

La population concernée par l'étude est alimentée actuellement à partir de 4 forages implantés à Bir Louhichi donnant un débit d'exploitation d'environ 78 l/sec [3].

Les caractéristiques des forages sont données dans le tableau (I.1) suivant [2]:

Tableau (I.1) : Ressources en eau disponible dans la région étudiée

Dénomination des forages	Profondeur (m)	Cote du TN (m)	Niveau Dynamique (m)	Hmt de la pompe (m)	Débits d'exploitation (m ³ /h)
M1bis	100.00	770.08	692.58	147	65.00
M2bis	100.00	756.03	678.53	164	108.00
M12	100.00	788.53	711.03	122	36.00
M11	100.00	753.6	676.1	186,4	72.00

I.2.5. Situation démographique

La population dans la zone d'étude selon le RPGH 2008 et la population actuelle (2017) sont données dans le tableau (I.2) ci-dessous. Le taux d'accroissement est de 1.9 % [3].

Tableau (I.2) : Population (RGPH 2008) et population actuelle (2017)

Agglomération / Localité	Commune	Population (2008)	Taux d'accroissement moyen (%)	Population actuelle (2017)
M'nair I	Heddada	926	1.9	1097
M'nair II	Heddada	880	1.9	1042
Heddada	Heddada	5841	1.9	6919
Dhamnet El Fhel + Ain Belkacem	Heddada	535	1.9	634
Koudiet El Assa	Sidi Fredj	4698	1.9	5565
	Total	12880	Total	15257

I.3. Estimation de besoins en eau

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, entreprises, commerce et utilisation publique,...ect). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

I.3.1. Estimation de la population future

Différentes méthodes peuvent être utilisées pour établir la prévision d'évolution d'une population, parmi lesquelles :

- la méthode graphique, qui consiste à tracer une extrapolation de la courbe de Croissance de la population, en tenant compte des événements qui ont pu affecter sa variation au cours du temps ;
- la méthode comparative, qui procède par comparaison avec d'autres villes ayant suivi des évolutions similaires, en vérifiant que leurs caractéristiques socio-économiques sont bien comparables ;
- L'hypothèse de croissance géométrique, c'est à dire d'un taux de croissance proportionnel à la population, la croissance géométrique peut également être exprimée à l'aide de l'équation des intérêts composés [4]:

$$P=P_0*(1+T)^n \quad (I.1)$$

Avec :

- P : population à l'horizon d'étude (2047);
- P₀ : population actuelle (2017);
- T: taux d'accroissement démographique moyen;
- n : nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude (30 ans).

Le taux d'accroissement de l'aire d'étude est de 2.2% [2].

L'estimation de la population à l'horizon d'étude est mentionnée dans le tableau (I.3) ci-après :

Tableau (I.3) : Estimation de la population future

Agglomération / Localité	Commune	Taux d'accroissement moyen (%)	Population actuelle P ₀ (2017)	Population horizon (2047)
M'nair I	Heddada	2.2	1097	2107
M'nair II	Heddada	2.2	1042	2002
Heddada	Heddada	2.2	6919	13291
Dhamnet el Fhel + Ain Belkacem	Heddada	2.2	634	1218
Koudiet El Assa	Sidi Fredj	2.2	5565	10690
Population touchée par la présente étude			15257	29308

I.3.2. Estimation des besoins en eau de différentes catégories

Dans l'estimation des besoins en eau on n'est pas concerné seulement par la consommation domestique, mais aussi par d'autres usages tels que : le nettoyage des rues, l'arrosage des espaces verts, la lutte contre les incendies, commerces et de différents types d'équipements.

1.3.2.1. Les Besoins en eau domestiques

A. Estimation des besoins domestiques

C'est la quantité d'eau utilisée par les consommateurs dans leurs résidences pour les différents usages comme la lessive, la cuisine, l'hygiène,...etc. Ils sont estimés selon la population et avec une dotation unitaire qui dépend généralement de l'agglomération et de son niveau de vie.

B. Dotation unitaire

Pour pouvoir calculer ces besoins il faut choisir une norme fixée, cette norme est dite la dotation unitaire, c'est le rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...etc.), attribuée à chaque habitant. Les dotations utilisées dans cette étude sont [2] :

- zone éparses : 60 - 100 l/j/hab;
- zones urbaines : 150 - 180 l/j/hab.

1.3.3. Consommation moyenne journalière

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour notre étude, il est nécessaire de se pencher sur les différents paramètres de besoins, tel que :

- Les besoins domestiques ;
- Les besoins administratifs ;
- Les besoins pour l'arrosage ;
- Les besoins sanitaires ;
- Les besoins socio-culturels ;
- Les besoins scolaires ;
- et les besoins commerciaux.

1.3.3.1. Consommation moyenne journalière de la population

Est donnée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy,j}} = D * N / 1000 \quad (\text{I.2})$$

Où :

- $Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen journalier m^3/j ;
- D : dotation moyenne journalière $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$;
- N : nombre de consommateurs.

Les besoins en eau sont donnés dans le tableau (I.4) ci-après :

Tableau (I.4) : Détermination des besoins domestiques

Agglomérations	Population		Dotation (l/j/hab.)	Débit moyen journalier (m ³ /j)	
	2017	2047		2017	2047
M'nair I	1097	2107	80	87,76	168,58
M'nair II	1042	2002	80	83,36	160,16
Heddada	6919	13291	150	1037,85	1993,65
Dhamnet El Fhel + Ain Belkacem	634	1218	80	50,72	97,44
Koudiet El Assa	5565	10690	150	834,75	1603,5
Total	15257	29308	Total	2094,44	4023,31

I.3.3.2. Consommation moyenne journalière des équipements

Les besoins des différents équipements (scolaires, administratifs, sanitaires, socio-culturels, sportifs et commerciaux) recueillis au niveau des différentes localités concernées par la présente étude sont estimés par deux méthodes [5] :

A. Par le nombre d'occupation

On utilise l'expression suivante :

$$B_e = N_o * D \quad (I.3)$$

- B_e : Besoin en eau (m³/j) ;
- N_o : nombre d'occupants de l'équipement ;
- D : dotation de la consommation (l/j/occupant).

B. Par la surface du planché

Le calcul se fait moyennement :

$$B_e = S * D_s \quad (I.4)$$

- B_e : Besoin en eau (m³/j) ;
- S : Surface du planché de l'équipement ;
- D_s : Dotation (l/j/m²).

Les tableaux (I.5), (I.6), (I.7), (I.8) et (I.9) représentent les besoins en eau des différents équipements.

Tableau (I.5) : Les besoins en eau des équipements de M'nair I

Type d'équipement	Equipement	Effectif	Dotation (l /j/cons)	Besoin en eau (m ³ /j)
Scolaire	Ecole primaire (2)	185 élèves	10 l/j/élève	1.85
	C.E.M (1)	187 élèves	10 l/j/élève	1.87
	Lycée (1)	180 élèves	10 l/j/élève	1.8
Administratif	A.P.C (1)	10 employés	10 l/j/employé	0.1
	Poste (1)	6 employés	10 l/j/employé	0.06
	Commissariat (1)	12 policiers	10 l/j/policier	0.12
	Gendarmerie (1)	14 gendarmes	10 l/j/gendarme	0.14
	Protection civile (1)	12 pompiers	10 l/j/pompier	0.12
Sanitaire	Salle de soins	13 lits	50 l/j/patient	0.65
Socio-culturel	Bibliothèque (1)	62 usagers	10 l/j/usager	0.62
	Mosquée (2)	800 fidèles	15 l/j/fidèle	12
	Maison de jeune (1)	70 usagers	10 l/j/usager	0.7
	Place public (1)	390 m ²	6 l/m ²	2.34
	Espace vert (1)	400 m ²	6 l/m ²	2.4
Sportif	Stade (1)	52 joueurs	5 l/j/joueur	0.26
Commercial	Restaurant (3)	198 clients	100 l/j/place	19.8
	Cafeteria (2)	2 cafeterias	500 l/j/cafeteria	1

Tableau (I.6) : Les besoins en eau des équipements de M'nair II

Type d'équipement	Equipement	Effectif	Dotation (l /j/cons)	Besoin en eau (m ³ /j)
Scolaire	Ecole primaire (2)	190 élèves	10 l/j/élève	1.9
	C.E.M (1)	170 élèves	10 l/j/élève	1.7
	Lycée (1)	160 élèves	10 l/j/élève	1.6
Administratif	A.P.C (1)	9 employés	10 l/j/employé	0.09
	Poste (1)	6 employés	10 l/j/employé	0.06
	Commissariat (1)	8 policiers	10 l/j/policier	0.08
	Gendarmerie (1)	10 gendarmes	10 l/j/gendarme	0.1
	Protection civile (1)	10 pompiers	10 l/j/pompier	0.1
Sanitaire	Salle de soins (1)	13 lits	50 l/j/patient	0.65
Socio-culturel	Bibliothèque (1)	64 usagers	10 l/j/usager	0.64
	Mosquée (1)	690 fidèles	15 l/j/fidèle	10.35
	Maison de jeune (1)	60 usagers	10 l/j/usager	0.6
	Place public (1)	320 m ²	6 l/m ²	1.92
	Espace vert (1)	350 m ²	6 l/m ²	2.1
Sportif	Stade (1)	52 joueurs	5 l/j/joueur	0.26
Commercial	Restaurant (3)	177 clients	100 l/j/place	17.1
	Cafeteria (2)	2 cafeterias	500 l/j/cafeteria	1

Tableau (I.7) : Les besoins en eau des équipements de Heddada

Type d'équipement	équipements	Effectif	Dotation (l/j/cons)	Besoin en eau (m ³ /j)
Scolaire	Ecole primaire (5)	830 élèves	10 l/j/élève	8.3
	C.E.M (2)	700 élèves	10 l/j/élève	7
	Lycée (2)	800 élèves	10 l/j/élève	8
	C.F.P.A (1)	90 élèves	10 l/j/élève	0.9
	Crèche (1)	80 élèves	10 l/j/élève	0.8
Administratif	A.P.C (1)	17 employés	10 l/j/employé	0.17
	Gendarmerie (1)	13 gendarmes	10 l/j/gendarme	0.13
	Daïra (1)	10 employés	10 l/j/pompier	0.1
	Protection civile (1)	14 pompiers	10 l/j/employé	0.14
	Commissariat (1)	16 policiers	10 l/j/policier	0.16
	Poste (1)	10 employés	10 l/j/employé	0.1
Sanitaire	Polyclinique (1)	17 lits	50 l/j/patient	0.85
	Salle de soin (1)	12 lits	50 l/j/patient	0.6
Socio-culturel	Mosquée (4)	3000 fidèles	15 l/j/fidèle	45
	Bibliothèque (1)	95 usagers	10 l/j/usager	0.95
	Maison de jeune (1)	90 usagers	10 l/j/usager	0.9
	Place public (1)	450 m ²	6 l/m ²	2.7
	Espace vert (1)	500 m ²	6 l/m ²	3
Sportif	Stade (1)	76 joueurs	5 l/j/joueur	0.38
Commercial	Restaurant (3)	187 places	100 l/j/place	18.7
	Cafeteria (4)	4 cafeterias	500 l/j/cafeteria	2
	Centre commercial (1)	400 m ²	10 l/j/m ²	4
	Marché (1)	300 m ²	10 l/j/m ²	3

Tableau (I.8) : Les besoins en eau des équipements de Dhamnet El Fhel et Ain Belkacem

Type d'équipement	Equipement	Effectif	Dotation (l/j/cons)	Besoin en eau (m ³ /j)
Scolaire	Ecole primaire (2)	173 élevés	10 l/j/élève	1.73
	C.E.M (1)	165 élevés	10 l/j/élève	1.65
Administratif	A.P.C (1)	9 employés	10 l/j/employé	0.09
	Garde communale (1)	8 gardes	10 l/j/employé	0.08
	Commissariat (1)	10 policiers	10 l/j/policier	0.1
Sanitaire	Salle de soins (1)	10 lits	50 l/j/patient	0.5
Socio-culturel	Bibliothèque (1)	60 usagers	10 l/j/usager	0.6
	Mosquée (1)	320 fidèles	15 l/j/fidèle	4.8
	Maison de jeune (1)	50 usagers	10 l/j/usager	0.5
	Place public (1)	150 m ²	6 l/j/m ²	0.9
	Espace vert	172 m ²	6 l/j/m ²	1.032
Sportif	Stade (1)	42 joueurs	5 l/j/joueur	0.21
Commercial	Restaurant (2)	94 clients	100 l/j/place	9.4
	Cafeteria (1)	1 cafeterias	500 l/j/cafeteria	0.5

Tableau (I.9) : Les besoins en eau des équipements de Koudiet El Assa

Type d'équipement	équipements	Effectif	Dotation (l/j/cons)	Besoin en eau (m ³ /j)
Scolaire	Ecole primaire (4)	907 élèves	10 l/j/élève	9.07
	C.E.M (2)	850 élèves	10 l/j/élève	8.5
	Lycée (2)	930 élèves	10 l/j/élève	9.3
	C.F.P.A (1)	80 élèves	10 l/j/élève	0.8
	Crèche (1)	60 élèves	10 l/j/élève	0.6
Administratif	A.P.C (1)	10 employés	10 l/j/employé	0.1
	Gendarmerie (1)	9 gendarmes	10 l/j/gendarme	0.09
	Protection civile (1)	10 pompiers	10 l/j/pompier	0.06
	Poste (1)	10 employés	10 l/j/employé	0.1
	Commissariat (1)	10 policiers	10 l/j/policier	0.1
Sanitaire	Daira (1)	6 employés		0.1
	Polyclinique (1)	16 lits	50 l/j/patient	0.8
Socio-culturel	Salle de soin (1)	12 lits	50 l/j/patient	0.6
	Mosquée (4)	2450 fidèles	15 l/j/fidèle	36.75
	Bibliothèque (1)	86 usagers	10 l/j/usager	0.86
	Maison de jeune (1)	90 usagers	10 l/j/usager	0.9
	Place public (1)	380 m ²	6 l/m ²	2.28
Sportif	Espace vert (1)	340 m ²	6 l/m ²	2.04
	Stade (1)	58 joueurs	5 l/j/joueur	0.29
Commercial	Restaurant (6)	200 places	100 l/j/place	20
	Cafeteria (4)	4 cafeterias	500 l/j/cafeteria	2
	Centre commercial (1)	500 m ²	10 l/j/m ²	5
	Marché (1)	630 m ²	10 l/j/m ²	6.3

I.3.3.3. Consommation moyenne journalière des équipements à long terme

Pour estimer les besoins d'équipements projetés, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques, et à la base de ce rapport, on estime les besoins projetés d'équipements pour l'horizon voulu.

$$\frac{Q_{\text{equip}}(2017)}{Q_{\text{domes}}(2017)} = \frac{Q_{\text{equip}}(2047)}{Q_{\text{domes}}(2047)} \quad (\text{I.5})$$

I.3.3.4. Les besoins totaux en eau

En récapitulation, les consommations moyennes journalières actuelles et futures sont représentées dans le tableau (I.10) ci-après :

Tableau (I.10) : Récapitulatif des besoins moyens journaliers

Localité	Secteur	Besoins en eau actuels 2017 (m ³ /J)	Besoins en eau futurs 2047 (m ³ /j)
M'nair I	Domestique	87.76	168.58
	Scolaire	5.52	10.59
	Sanitaire	0.65	1.25
	Socio-culturel	18.06	34.69
	Administratif	0.54	1.04
	Sportif	0.26	0.5
	Commercial	20.8	39.96
Sous total		133.59	256.61
M'nair II	Domestique	83.36	160,16
	Scolaire	5.2	9.99
	Sanitaire	0.65	1.25
	Socio-culturel	15.61	30
	Administratif	0.43	0.82
	Sportif	0.26	0.5
	Commercial	18.7	35.93
Sous total		124.21	238.65
Heddada	Domestique	1037.85	1993.65
	Scolaire	25	48.02
	Sanitaire	1.45	2.79
	Socio-culturel	52.55	100.94
	Administratif	0.8	1.54
	Sportif	0.38	0.73
	Commercial	27.7	53.21
Sous total		1145.73	2200.88
Dhamnet El Fhel+ Ain Belkacem	Domestique	50.72	97.44
	Scolaire	3.38	6.49
	Sanitaire	0.5	0.96
	Socio-culturel	7.83	15.04
	Administratif	0.27	0.52
	Sportif	0.21	0.4
	Commercial	9.9	19.02
Sous total		72.81	139.87
Koudiet El Assa	Domestique	834.75	1603.5
	Scolaire	28.27	54.31
	Sanitaire	1.4	2.69
	Socio-culturel	42.83	82.27
	Administratif	0.55	1.05
	Sportif	0.29	0.56
	Commercial	33.3	63.97
Sous total		941.39	1808.35
Total		2417.73	4644.36

I.3.4. Majoration de la consommation moyenne journalière

On prévoit une majoration de la consommation moyenne journalière pour éviter toutes erreurs de sous dimensionnement du réseau en raison de diverses fuites qui peuvent se produire. La majoration de la consommation moyenne journalière peut être exprimée par la formule [6] :

$$Q_{\text{majoré}} = m \cdot Q_{\text{moy},j} \quad (\text{I.6})$$

Avec :

- $Q_{\text{majoré}}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- $Q_{\text{moy},j}$: Débit moyen journalier (m^3/j) ;
- m : Coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien.

Les valeurs de m sont [6] :

- Réseau neuf ou bien entretenu : $m=1.2$
- Réseau moyennement entretenu : $m=1.25$ à 1.35
- Réseau vétuste ou mal entretenu : $m=1.5$

Le réseau étudié est neuf, donc le coefficient de majoration est pris égal à 1.2.

La majoration de la consommation moyenne journalière pour les différentes catégories est représentée dans les tableaux (I.11), (I.12), (I.13), (I.14) et (I.15) ci-dessous.

Tableau (I.11) : Majoration de la consommation Moyenne journalière actuelle et future de M'nair I

Type de consommation	Besoins en eau actuels 2017 (m^3/j)	Besoins en eau actuels 2017 majorés (m^3/j)	Besoins en eau futurs 2047 (m^3/j)	Besoin en eau futurs 2047 majorés (m^3/j)
Domestique	87.76	105.31	168.58	202.3
Equipement	45.83	55	88.03	105.63
Total	133.59	160.31	256.61	307.93

Tableau (I.12) : Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future de M'nair II

Type de consommation	Besoins en eau actuels 2017 (m^3/j)	Besoins en eau actuels 2017 majorés (m^3/j)	Besoins en eau futurs 2047 (m^3/j)	Besoins en eau futurs 2047 majorés (m^3/j)
Domestique	83.36	100.03	160.16	192.19
Equipement	40.85	49.02	78.49	94.19
Total	124.21	149.05	238.65	286.38

Tableau (I.13) : Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future de Heddada

Type de consommation	Besoins en eau actuels 2017(m ³ /j)	Besoins en eau actuels 2017 majorés (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2047 (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2047 majorés (m ³ /j)
Domestique	1037.85	1245.42	1993.65	2392.38
Equipement	107.88	129.75	207.23	248.68
Total	1145.73	1375.17	2200.88	2641.06

Tableau (I.14) : Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future de Dhamnet El Fhel et Ain Belkacem

Type de consommation	Besoins en eau actuels 2017 (m ³ /j)	Besoins en eau actuels 2017 majorés (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2047 (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2047 majorés (m ³ /j)
Domestique	50.72	60.86	97.44	116.93
Equipement	21.82	26.18	42.43	50.91
Total	72.54	87.04	139.87	167.84

Tableau (I.15) : Majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future de Koudiet El Assa

Type de consommation	Besoins en eau actuels 2017 (m ³ /j)	Besoins en eau actuels 2017 majorés (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2047 (m ³ /j)	Besoins en eau futurs 2047 majorés (m ³ /j)
Domestique	834.75	1001.7	1603.5	1924.2
Equipement	106.64	127.97	204.85	245.83
Total	941.39	1129.67	1808.35	2170.03

I.3.5. Variation de la consommation journalière

La consommation subit des fluctuations durant l'année. Cette variation reflète dans le temps le rythme des activités humaines. Elle est caractérisée par deux coefficients dits coefficients d'irrégularité journalière, à savoir $K_{\max j}$ et $K_{\min j}$ définis comme suit [6].

- $K_{\max j}$: Coefficient de majoration maximale.
- $K_{\min j}$: Coefficient de majoration minimale.

Les coefficients d'irrégularité journalière sont exprimés par les formules [6] :

$$K_{\max j} = \frac{\text{consommation max imale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (I.7)$$

$$K_{\min j} = \frac{\text{consommation min imale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}} \quad (I.8)$$

I.3.5.1. Variation de la consommation maximale journalière

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante [6] :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \cdot Q_{\text{majoré}} \quad (\text{I.9})$$

Avec :

- $Q_{\max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{\text{majoré}}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- $K_{\max,j}$: Coefficient d'irrégularité maximal qui varie entre 1.1 et 1.3. Il est pris égal à 1.2 dans notre cas.

En récapitulation, les besoins maximaux journaliers sont représentés dans le tableau (I.16) ci-après :

Tableau (I.16) : Consommation maximale journalière

Agglomération	Besoin majoré (m^3/j)		$k_{\max,j}$	Débit maximum journalier (m^3/j)	
	2017	2047		2017	2047
M'nair I	160.31	307.93	1.2	192.37	369.51
M'nair II	149.05	286.38	1.2	178.86	343.65
Heddada	1375.17	2641.06	1.2	1650.2	3169.28
Dhamnet El Fhel + Ain Belkacem	87.04	167.84	1.2	104.45	201.41
Koudiet El Assa	1129.67	2170.03	1.2	1355.6	2604.04
Total	2901.24	5573.24	1.2	3481.48	6687.89

I.3.5.2. Variation de la consommation minimale journalière

Ce débit représente la consommation d'eau du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante [6] :

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} * Q_{\text{majré}} \quad (\text{I.10})$$

Avec :

- $Q_{\min,j}$: Débit minimum journalier (m^3/j) ;
- $Q_{\text{majoré}}$: Débit moyen journalier majoré (m^3/j) ;
- $K_{\min,j}$: Coefficient d'irrégularité minimale qui varie entre 0.7 et 0.9. Il est pris égal à 0.8 dans notre cas.

En récapitulation, les besoins minimaux journaliers sont représentés dans le tableau (I.17) ci-dessous :

Tableau (I.17) : Consommation minimale journalière

Agglomération	Besoin majoré (m ³ /s)		K _{min,j}	Débit minimum journalier (m ³ /s)	
	2017	2047		2017	2047
M'nair I	160.31	307.93	0,8	128.25	246.34
M'nair II	149.05	286.38	0,8	119.24	229.1
Heddada	1375.17	2641.06	0,8	1100.14	2112.85
Dhamnet el Fhel + Ain Belkacem	87.04	167.84	0,8	69.63	134.27
Koudiet El Assa	1129.67	2170.03	0,8	903.74	1736.02
Total	2901.24	5573.24	0,8	2321	4458.59

I.3.6. Variation de la consommation horaire

Le débit qui afflue du réservoir vers les consommateurs varie d'une heure à une autre, la somme de ces volumes d'eau horaires nous informe sur la consommation maximale journalière. Les consommations maximale et minimale horaire sont respectivement caractérisées par les coefficients maximum et minimum horaire (K_{max,h}, K_{min,h}) [7].

I.3.4.1. Calcul des débits moyens horaires

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante [7] :

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

Avec :

- Q_{moy,h} : Débit moyen horaire (m³/h) ;
- Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j) .

Les débits moyens horaires pour les différentes zones d'études sont représentés dans le tableau (I.18) suivant :

Tableau (I.18) : Débits moyens horaires

Agglomération	Débit maximum journalier (m ³ /j)		Débit moyen horaire (m ³ /j)	
	2017	2047	2017	2047
M'nair I	192.37	369.51	8.01	15.39
M'nair II	178.86	343.65	7.45	14.32
Heddada	1650.2	3169.28	68.76	132.05
Dhamnet El Fhel +Ain Belkacem	104.45	201.41	4.35	8.39
Koudiet El Assa	1355.6	2604.04	56.48	108.5
Total	3481.48	6687.89	145.05	278.65

I.3.4.2. Débit maximum horaire

Le débit maximum horaire correspond au coefficient maximum horaire, ce dernier peut être décomposé en deux autres coefficients qui dépendent des caractéristiques de l'agglomération, à savoir α_{\max} et β_{\max} [7].

La détermination de la consommation maximale horaire est exprimée par la formule :

$$Q_{\max.h} = K_{\max.h} * Q_{\text{moy.h}} \quad (\text{I.11})$$

Où :

- $Q_{\max.h}$: Débit maximum horaire (m^3/h).
- $K_{\max.h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximal donné par la formule :

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \quad (\text{I.12})$$

Avec :

- α_{\max} : Coefficient tenant compte du niveau de confort et des équipements l'agglomération qui est compris entre 1.2 et 1.4 (nous prenons $\alpha_{\max} = 1.2$).
- β_{\max} : Coefficient en fonction de la taille d'agglomération.

Les valeurs du coefficient $K_{\max.h}$ sont données dans (annexe (1)).

Les valeurs de β_{\max} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (I.19) suivant :

Tableau (I.19) : Valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants*1000	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Le calcul du débit maximum horaire actuel de la zone d'étude est représenté dans le tableau (I.20) ci- après :

Tableau (I.20) : Débit maximum horaire actuel

Agglomération	Nombre d'habitant	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max.h}$	$Q_{\text{moy.h}}$ (m^3/h)	$Q_{\max.h}$ (m^3/h)
M'nair I	1097	1.2	1.96	2.35	8.01	18.82
M'nair II	1042	1.2	1.98	2.38	7.45	17.73
Heddada	6919	1.2	1.38	1.66	68.76	114.14
Dhamnet El Fhel +Ain Belkacem	634	1.2	2	2.4	4.35	10.44
Koudiet El Assa	5565	1.2	1.42	1.7	56.48	96.02
Total	15257				145.05	257.15

Le calcul du débit maximum horaire futur de la zone d'étude est représenté dans le tableau (I.21) ci-après:

Tableau (I.21) : Débit maximum horaire futur

Agglomération	Nombre d'habitant	α_{\max}	β_{\max}	$K_{\max.h}$	$Q_{\text{moy.h}}$ (m ³ /h)	$Q_{\max.h}$ (m ³ /h)
M'nair I	1097	1.2	1.68	2.02	15.39	31.09
M'nair II	1042	1.2	1.7	2.04	14.32	29.21
Heddada	6919	1.2	1.27	1.52	132.05	200.72
Dhamnet El Fhel +Ain Belkacem	634	1.2	1.91	2.29	8.39	19.21
Koudiet El Assa	5565	1.2	1.3	1.56	108.5	169.26
Total	15257				278.65	

1.3.4.3. Débit minimum horaire

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation, il peut être exprimé par la formule suivante [4]:

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min} \quad (I.13)$$

Avec :

- α_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, il varie de **0.4** à **0.6**. Pour notre cas on prend **$\alpha_{\min} = 0.4$** .
- β_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Les valeurs de β_{\min} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau (I.22) suivant :

Tableau (I.22) : Valeurs de β_{\min} en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants*1000	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	1000
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

I.4. Conclusion

Au titre de ce chapitre, nous avons estimé les différents besoins en eau potable de la zone d'étude, nous avons trouvé un débit de (48.35 l/s) pour les besoins actuels et un débit de (77.406 l/s) pour les besoins futurs. Sachant que les forages destinés à alimentés cette région nous fournissent un débit de 78 l/s, donc on conclut que ces sources vont satisfaire les besoins en eau à l'horizon 2047.

II.1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau de la population, il faut choisir un réseau qui permet l'alimentation en eau potable des localités en question, ce réseau comporte plusieurs éléments, à savoir, des stations de pompage, des conduites de refoulement et de distribution, des ouvrages de stockage et des ouvrages de protection.

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les ouvrages de stockage nécessaires pour le réseau étudié. Ce chapitre sera composé de deux parties, la première est réservée au dimensionnement de la bache de la station de pompage, alors que la deuxième est consacrée à l'étude des réservoirs nécessaires pour satisfaire les besoins future des zones à alimenter.

II.2. La bache de la station de pompage

C'est un réservoir de passage placé entre le captage et la station de pompage. Le volume de la bache sera déterminé par la formule suivante [4] :

$$V_{\text{bache}} = \frac{Q_{\text{maxj}}}{20} * t_c \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- V_{bache} : Volume de la bache de la station de pompage (m^3) ;
- Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- t : Temps nécessaire pour maintenir la crépine en charge ($t_c=0.25$ h).

$$V_{\text{bache}} = \frac{6687.89 * 1}{20 * 4} = 83.59 \text{ m}^3$$

Donc la capacité de la bache est de **90 m³**.

II.3. Concept et dimensionnement des réservoirs

II.3.1. Concept des réservoirs

II.3.1.1. Définition des réservoirs

Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable, servant tout d'abord de réserve d'eau soit potable destinée à la consommation publique, soit de l'eau à usage industriel, leur rôle principal fut ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction.

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples [4]:

➤ *Fonctions techniques :*

- Régulation du débit ;
- Sécurité d'approvisionnement ;
- Régulation de la pression ;
- Simplification de l'exploitation ;
- Réacteur principal au traitement.

➤ **Fonctions économiques :**

- Réduction des investissements sur les ouvrages de protection ;
- Réduction des investissements sur les réseaux de distribution ;
- Réduction des dépenses d'énergie.

II.3.1.2. Choix de type de réservoirs

Nous savons qu'il existe des réservoirs enterrés, semi-enterrés, ou surélevé dit châteaux d'eau qui sont classés selon [8] :

- Le matériau de construction, ces réservoirs sont de nature métallique, maçonnerie, et en béton armé ;
- L'usage, on trouve des réservoirs principaux d'accumulation et de stockage, d'équilibre et de traitement ;
- La forme géométrique, dans la pratique on trouve deux formes cylindriques et rectangulaires.

Vu le relief de la zone d'étude, notre choix est porté sur des réservoirs circulaires semi-enterrés. Pour les avantages suivants [8] :

- Etude architecturale très simplifiée et moins sujette à critique ;
- Etanchéité plus facile à réaliser ;
- Conservation à une température constante de l'eau ainsi emmagasinée.

II.3.1.3. Equipements des réservoirs

A. Conduite d'adduction ou d'arrivée

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieure ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci.

La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, où il ferme le robinet dans le cas d'adduction gravitaire.

- **Par le haut :** soit avec chute libre ou en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée. Le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.
- **Par le bas :** soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier [7,8].

Le schéma de la conduite d'adduction est représenté dans la figure (II.1) ci-dessous :

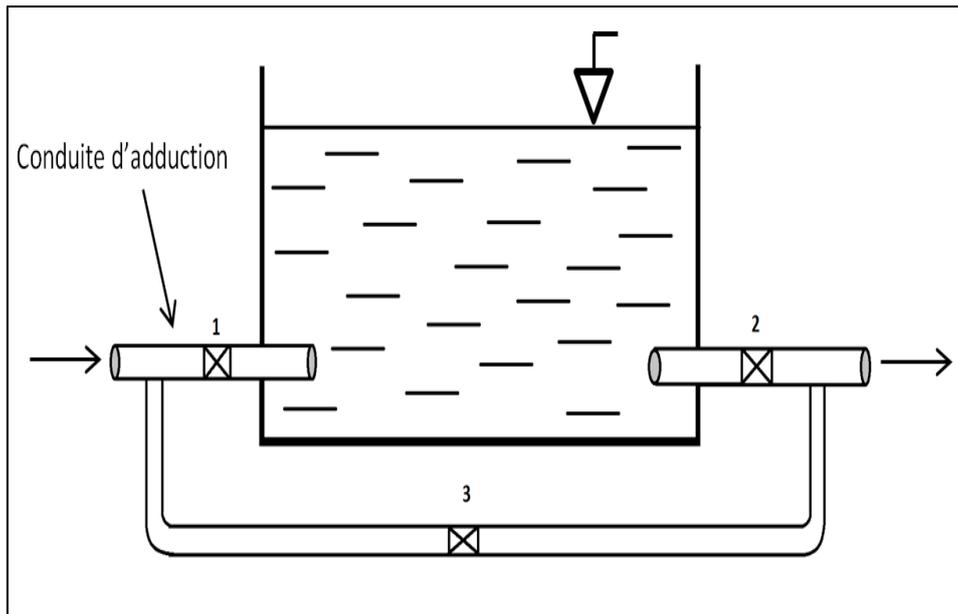


Figure (II.1): Conduite d'adduction

B. Conduite de distribution ou de départ

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.20 m au-dessus du radier et cela pour éviter l'introduction dans la distribution des boues ou des sables décantés. La conduite de distribution doit être munie à son origine d'une crépine afin d'éviter la pénétration des dépôts dans la conduite. Pour éviter la pénétration d'air en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, nous réservons un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Pour pouvoir isoler le réservoir en cas d'accident, un robinet vanne est installé sur le départ de la conduite. Aussi, il y'a lieu de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne papillon à commande hydraulique qui se mettra en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite [7,8].

La conduite de distribution est représentée dans la figure (II.2) ci-dessous :

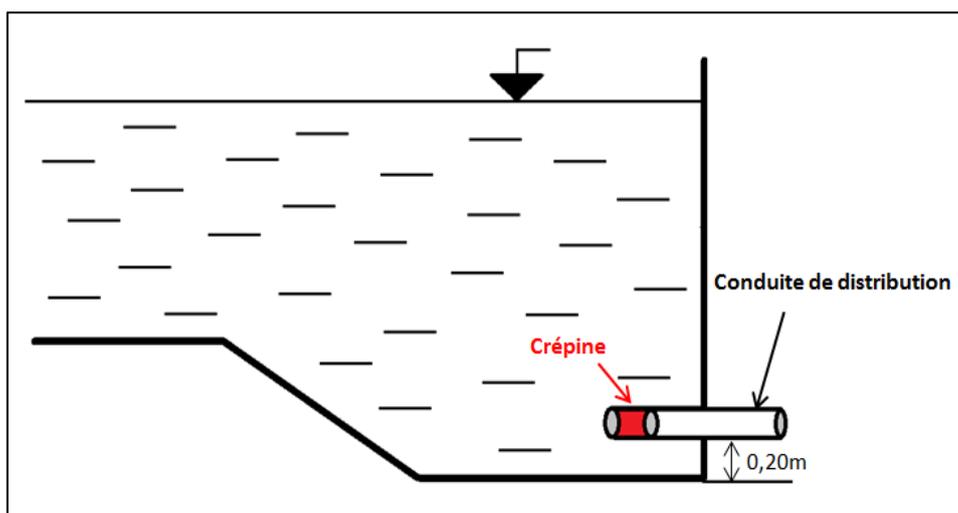


Figure (II.2): Conduite de distribution

C. Conduite de trop-plein

C'est une conduite qui assure l'évacuation du débit d'adduction excédentaire lors de l'atteinte d'un niveau maximal dans le réservoir. Cette conduite ne doit pas comporter de robinet sur son parcours et son extrémité doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve [7,8].

Le schéma de la conduite de trop-plein est représenté dans la figure (II.3) suivante :

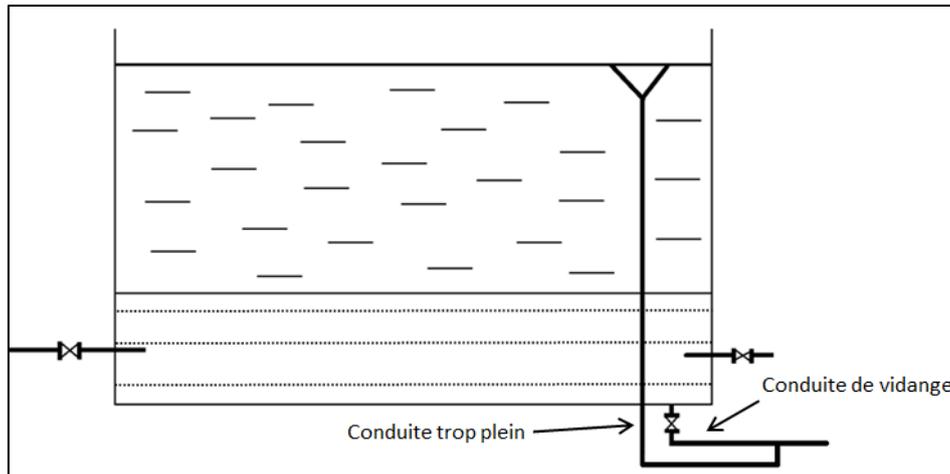


Figure (II.3): Conduite de trop-plein

D. Conduite de vidange

Cette conduite se trouve au plus bas point du réservoir. Elle permet la vidange du réservoir pour son nettoyage ou sa répartition. A cet effet, le radier du déversoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein, et comporte un robinet vanne avant le raccordement sur cette dernière [7,8].

E. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de distribution [7,8].

La communication entre ces deux conduites en marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée ;
- En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure (II.4) ci-après.

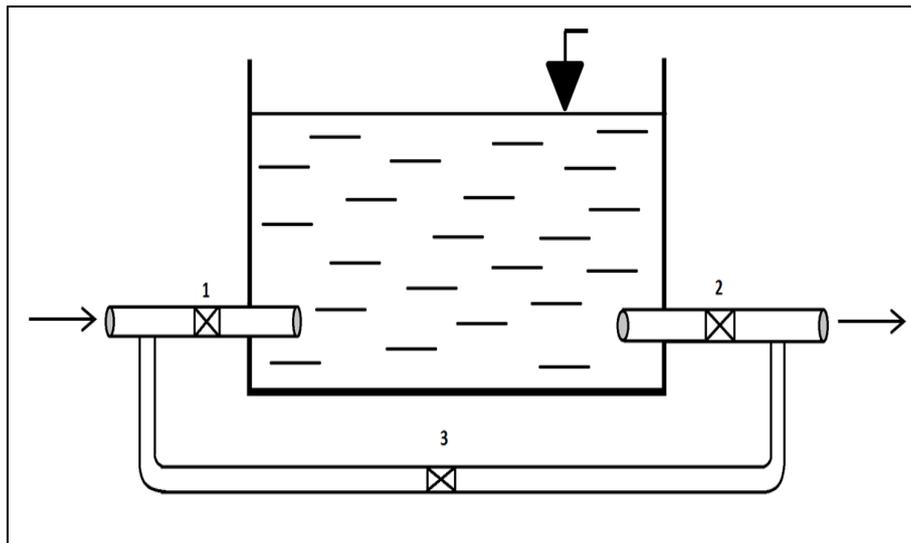


Figure (II.4): Conduite de by-pass

F. Matérialisation de la réserve d'incendie

La réserve d'incendie doit être toujours disponible afin de répondre aux besoins urgents dus aux éventuels sinistres (incendies).

Pour éviter que la réserve d'incendie puisse passer dans la distribution nous adopterons un dispositif qui est schématisé dans la figure (II.5) et qui fonctionne de la manière suivante :

- En service normal, la vanne (1) est ouverte, le siphon se désamorce dès que le niveau de la réserve d'incendie est atteint et ce grâce à l'évent ouvert à l'air libre ; ainsi l'eau se trouvant au voisinage du fond est constamment renouvelé.
- En cas d'incendie, on ouvre la vanne (2) pour pouvoir exploiter cette réserve, une vanne (3) supplémentaire est prévue pour permettre les répartitions sans vider le réservoir.

Le schéma de la matérialisation de la réserve d'incendie est présenté dans la figure (II.5) :

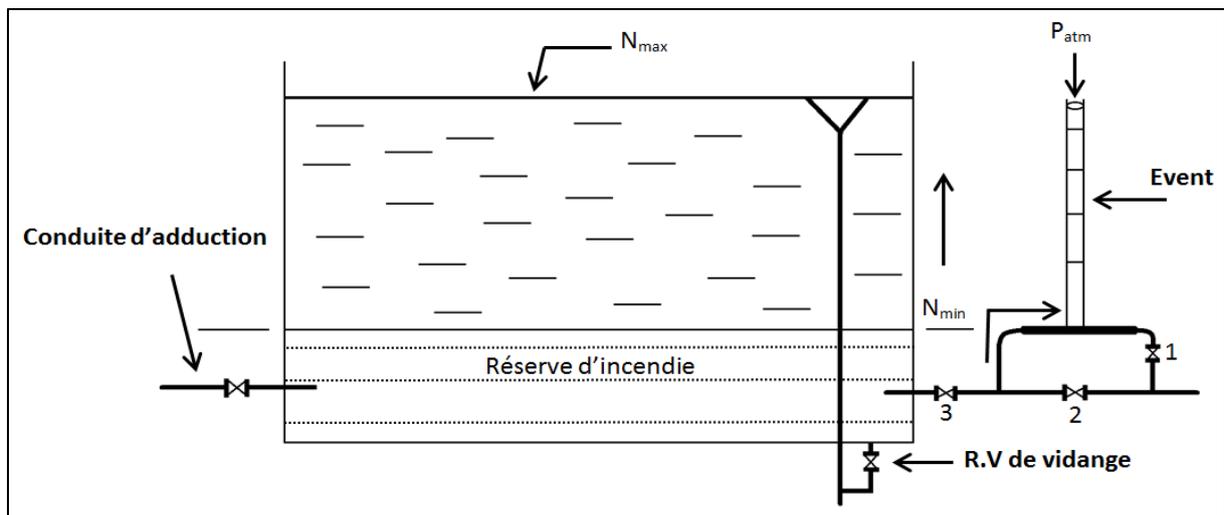


Figure (II.5) : Matérialisation de la réserve d'incendie

II.3.2. Dimensionnement des réservoirs

En règle générale, la détermination de la capacité des réservoirs se diverse d'une zones à une autre, et ça dépend des caractéristiques de la zone à alimenter. Pour cette raison on a suivi deux méthodes qui nous permettent de déterminer les capacités des réservoirs nécessaires pour satisfaire les besoins [5,8].

- **Méthode analytique**, qui se base à l'utilisation du régime de variation de la consommation (Annexe (1)).

Donc, le volume résiduel déterminé à l'aide de cette méthode est donné par la formule [8] :

$$V_r = \frac{p \cdot Q_{maxj}}{100} \quad (II.2)$$

Où :

- V_r : Capacité du résiduel (m^3) ;
- Q_{maxj} : Débit maximum journalier (m^3/j) ;
- P : Résidu maximal dans le réservoir.

La valeur maximale du résidu est obtenue en déterminant, pour chaque heure de la journée ? un régime de fonctionnement (selon les heures de pompage) et un régime de consommation (selon le coefficient de variation horaire de la consommation $K_{max,h}$), et en calculant par la suite la différence entre l'apport et la distribution qui donne soit un surplus ou un déficit, et enfin en additionnant la valeur absolue des valeurs maximales et minimales.

- **Méthode pratique**, il est conseillé dans la pratique urbaine de se rapprocher d'une capacité correspondante à une journée de consommation, pour cela la capacité du réservoir doit être prise au minimum égale à 50% de la plus forte consommation journalière. Le volume résiduel est donné par la formule [6,8]:

$$V_r = \frac{50 \cdot Q_{maxj}}{100} \quad (II.3)$$

Tout réservoir devra comporter une réserve d'incendie, qui n'est pas comprise dans les deux méthodes ci-dessus [8].

La motopompe de base de lutte contre le feu est de $60 m^3/h$, dont la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen peut être évaluée à 2 h. Par conséquent, la réserve à prévoir est de $120 m^3$, où le volume total du réservoir sera donné par la formule [8,9] :

$$V_t = V_r + V_i \quad (II.4)$$

- V_t : Volume total du réservoir (m^3) ;
- V_i : Volume d'incendie (m^3).

II.3.2.1. Dimensionnement du réservoir de Bir Louhichi

Ce réservoir assure la distribution par gravité vers M'nair I et M'nair II, dont la population est de 4109 habitants et alimente les réservoirs de Heddada et Dhamnet el Fhel avec une population de 13291 et 11908 habitants respectivement.

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.1) ci- dessous.

Tableau (II.1) : Détermination analytique de la capacité du réservoir de Bir Louhichi

Heure	Apports		Adduction vers Heddada		Adduction vers Dhamnet el Fhel		Distribution vers M'nair I et M'nair II		Surplus	Déficit	Résidu
	m ³ /j	%	m ³ /j	%	m ³ /j	%	m ³ /j	%			
0-1	-	-	132.05	1.97	116.89	1.75	5.83	0.09	-	3.8	-3.8
1-2	-	-	132.05	1.97	116.89	1.75	5.83	0.09	-	3.8	-7.6
2-3	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	7.14	0.11	1.17	-	-6.43
3-4	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	7.14	0.11	1.17	-	-5.26
4-5	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	21.39	0.33	0.96	-	-4.3
5-6	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	38.9	0.6	0.68	-	-3.62
6-7	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	38.9	0.6	0.68	-	-2.94
7-8	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	38.9	0.6	0.68	-	-2.26
8-9	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	24.63	0.38	0.9	-	-1.36
9-10	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	24.63	0.38	0.9	-	-0.46
10-11	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	42.79	0.66	0.62	-	0.16
11-12	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	60.29	0.93	0.35	-	0.51
12-13	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	60.29	0.93	0.35	-	0.86
13-14	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	42.79	0.66	0.62	-	1.48
14-15	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	35.66	0.55	0.74	-	2.22
15-16	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	35.66	0.55	0.74	-	2.96
16-17	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	24.63	0.38	1	-	3.96
17-18	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	24.63	0.38	1	-	4.96
18-19	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	43.44	0.67	0.62	-	5.58
19-20	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	43.44	0.67	0.62	-	6.2
20-21	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	43.44	0.67	0.62	-	6.82
21-22	334.39	5	132.05	1.97	116.89	1.75	21.39	0.33	0.96	-	7.78
22-23	-	-	132.05	1.97	116.89	1.75	14.28	0.24	-	3.96	3.82
23-24	-	-	132.05	1.97	116.89	1.75	7.14	0.11	-	3.82	0
Totaux	6687.89	100%	3169.28	47 %	2805.45	42 %	713.16	11%	-	-	

On a $P_{\max} = |-7.6| + |7.78| = 15.38 \%$

$$V_r = P_{\max} * \frac{Q_{\max}}{100}$$

$$V_r = \frac{15.38 * 6687.89}{100} \longrightarrow V_r = 1028.59 \text{ m}^3$$

$$V_t = 1028.59 + 120 = 1148.59 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir projeté de Bir Louhichi est de **1200 m³**.

II.3.2.2. Vérification de la capacité du réservoir de Heddada

Ce réservoir est destiné à l'alimentation en eau potable de la ville de Heddada, Il est alimenté par une conduite gravitaire à partir du réservoir de Bir Louhichi.

$$\alpha_{\max} = 1.2 \text{ et } \beta_{\max} = 1.27$$

Donc $K_{\max} = 1.52$ avec un débit $Q_{\max, h} = 3169.28 \text{ m}^3/\text{h}$

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.2) suivant :

Tableau (II.2) : Vérification de la capacité du réservoir de Heddada

Heure	Apports		Distribution vers Hedada		Surplus	Déficit	Résidu
	m ³ /j	%	m ³ /j	%			
0-1	132.05	4.167	47.54	1.5	2.667	-	2.667
1-2	132.05	4.167	47.54	1.5	2.667	-	5.334
2-3	132.05	4.167	47.54	1.5	2.667	-	8.001
3-4	132.05	4.167	47.54	1.5	2.667	-	10.668
4-5	132.05	4.167	79.23	2.5	1.667	-	12.335
5-6	132.05	4.167	110.92	3.5	0.667	-	13.002
6-7	132.05	4.167	142.61	4.5	-	-0.333	12.669
7-8	132.05	4.167	174.3	5.5	-	-1.333	11.336
8-9	132.05	4.167	198.08	6.25	-	-2.083	9.253
9-10	132.05	4.167	198.08	6.25	-	-2.083	7.17
10-11	132.05	4.167	198.08	6.25	-	-2.083	5.087
11-12	132.05	4.167	198.08	6.25	-	-2.083	3.004
12-13	132.05	4.167	158.5	5	-	-0.833	2.171
13-14	132.05	4.167	158.5	5	-	-0.833	1.338
14-15	132.05	4.167	174.3	5.5	-	-1.333	0.005
15-16	132.05	4.167	190.15	6	-	-1.833	-1.828
16-17	132.05	4.167	190.15	6	-	-1.833	-3.661
17-18	132.05	4.167	174.3	5.5	-	-1.333	-4.994
18-19	132.05	4.167	158.5	5	-	-0.833	-5.827
19-20	132.05	4.167	142.61	4.5	-	-0.333	-6.16
20-21	132.05	4.167	126.76	4	0.167	-	-5.993
21-22	132.05	4.167	95.07	3	1.167	-	-4.826
22-23	132.05	4.167	63.4	2	2.167	-	-2.659
23-24	132.05	4.167	47.54	1.5	2.667	-	0.008
+Totaux	3169.28	100.008	3169.28	100	-	-	-

On a $P_{\max} = |13.002| + |-6.16| = 19.162\%$

$$V_r = P_{\max} * \frac{Q_{\max}}{100}$$

$$V_r = \frac{19.162 * 3169.28}{100} \longrightarrow V_r = 607.297 \text{ m}^3 \longrightarrow$$

$$V_t = 607.297 + 120 = 727.297 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir de Heddada est de **800 m³**. De ce fait, la capacité du réservoir existant qui égale à **800 m³** est suffisante.

II.3.2.3. Dimensionnement du réservoir de Dhamnet el Fhel

Le réservoir que nous voulons dimensionner est celui qui assure la distribution vers les localités de Ain Belkacem et Dhamnet el Fhel, et alimentera par gravité le réservoir de Koudiet el Assa.

Les résultats sont représentés dans le tableau (II.3) ci-après.

Tableau (II.3) : Détermination analytique de la capacité du réservoir de Dhamnet el Fhel

Heure	Apports		Adduction vers Koudiet el Assa		Distribution vers Dhamnet el Fhel		Surplus	déficit	Résidu
	(m ³ /j)	%	(m ³ /j)	%	(m ³ /j)	%	%	%	%
0-1	116.89	4.167	108.5	3.87	1.51	0.05	0.24	-	0.24
1-2	116.89	4.167	108.5	3.87	1.51	0.05	0.24	-	0.48
2-3	116.89	4.167	108.5	3.87	2.01	0.07	0.23	-	0.71
3-4	116.89	4.167	108.5	3.87	2.01	0.07	0.23	-	0.94
4-5	116.89	4.167	108.5	3.87	6.04	0.22	0.08	-	1.02
5-6	116.89	4.167	108.5	3.87	11.08	0.39	-	-0.1	0.92
6-7	116.89	4.167	108.5	3.87	11.08	0.39	-	-0.1	0.82
7-8	116.89	4.167	108.5	3.87	11.08	0.39	-	-0.1	0.72
8-9	116.89	4.167	108.5	3.87	7.05	0.25	-	0.05	0.77
9-10	116.89	4.167	108.5	3.87	7.05	0.25	-	0.05	0.82
10-11	116.89	4.167	108.5	3.87	12.08	0.43	-	-0.13	0.69
11-12	116.89	4.167	108.5	3.87	17.12	0.61	-	-0.31	0.38
12-13	116.89	4.167	108.5	3.87	17.12	0.61	-	-0.31	0.07
13-14	116.89	4.167	108.5	3.87	12.08	0.43	-	-0.13	-0.06
14-15	116.89	4.167	108.5	3.87	10.07	0.36	-	-0.06	-0.12
15-16	116.89	4.167	108.5	3.87	10.07	0.36	-	-0.06	-0.18
16-17	116.89	4.167	108.5	3.87	7.05	0.25	0.05	-	-0.13
17-18	116.89	4.167	108.5	3.87	7.05	0.25	0.05	-	-0.08
18-19	116.89	4.167	108.5	3.87	12.08	0.43	-	-0.13	-0.21
19-20	116.89	4.167	108.5	3.87	12.08	0.43	-	-0.13	-0.34
20-21	116.89	4.167	108.5	3.87	12.08	0.43	-	-0.13	-0.47
21-22	116.89	4.167	108.5	3.87	6.04	0.22	0.08	-	-0.39
22-23	116.89	4.167	108.5	3.87	4.03	0.14	0.15	-	-0.24
23-24	116.89	4.167	108.5	3.87	2.01	0.07	0.23	-	-0.01
Totaux	2805.45	100.008	2604.04	92.82	201.41	7.18	-	-	-

On a $P_{\max} = |1.02| + |-0.47| = 1.47\%$

$$V_r = P_{\max} * \frac{Q_{\max}}{100}$$

$$V_r = \frac{1.47 * 2805.45}{100} \longrightarrow V_r = 41.85 \text{ m}^3$$

$$V_i = 41.85 + 120 = 161.85 \text{ m}^3$$

La capacité du réservoir projeté de Dhamnet el Fhel est de **200 m³**.

II.3.2.4. Vérification de la capacité du réservoir de Koudiet el Assa

Ce réservoir est destiné à l'alimentation en eau potable de la ville de Koudiet el Assa, Il est alimenté par une conduite gravitaire à partir du réservoir de Dhamnet el Fhel.

$\alpha_{max}= 1.2$ et $\beta_{max}=1.3$

Donc $K_{maxh}= 1.56$ avec un débit $Q_{max,h}= 2604.04 \text{ m}^3/h$

Le calcul du résidu dans le réservoir de Dhamnet el Fhel est représenté dans le tableau (II.4) suivant :

Tableau (II.4) : Vérification de la capacité du réservoir de Koudiet el Assa

Heure	Apports		Distribution vers Koudiat al Assa		Surplus	Déficit	Résidu
	(m ³ /j)	%	(m ³ /j)	%	%	%	%
0-1	108.5	4,167	39.06	1.5	2.67	-	2.67
1-2	108.5	4,167	39.06	1.5	2.67	-	5.34
2-3	108.5	4,167	39.06	1.5	2.67	-	8.01
3-4	108.5	4,167	39.06	1.5	2.67	-	10.68
4-5	108.5	4,167	65.1	2.5	1.67	-	12.35
5-6	108.5	4,167	91.14	3.5	0.67	-	13.02
6-7	108.5	4,167	117.18	4.5	-	-0.33	12.69
7-8	108.5	4,167	143.22	5.5	-	-1.33	11.36
8-9	108.5	4,167	162.75	6.25	-	-2.08	9.28
9-10	108.5	4,167	162.75	6.25	-	-2.08	7.2
10-11	108.5	4,167	162.75	6.25	-	-2.08	5.12
11-12	108.5	4,167	162.75	6.25	-	-2.08	3.04
12-13	108.5	4,167	130.2	5	-	-0.83	2.21
13-14	108.5	4,167	130.2	5	-	-0.83	1.38
14-15	108.5	4,167	143.22	5.5	-	-1.33	0.05
15-16	108.5	4,167	156.24	6	-	-1.83	-1.78
16-17	108.5	4,167	156.24	6	-	-1.83	-3.61
17-18	108.5	4,167	143.22	5.5	-	-1.33	-4.94
18-19	108.5	4,167	130.2	5	-	-0.83	-5.77
19-20	108.5	4,167	117.18	4.5	-	-0.33	-6.1
20-21	108.5	4,167	104.16	4	0.17	-	-5.93
21-22	108.5	4,167	78.12	3	1.17	-	-4.76
22-23	108.5	4,167	52.08	2	2.17	-	-2.59
23-24	108.5	4,167	39.06	1.5	2.67	-	0.08
Totaux	2604.04	100.008	2604.04	100	-	-	-

On a $P_{max}= |13.02| + |-6.1|= 19.14 \%$

$V_r = P_{max} * \frac{Q_{max}}{100}$

$V_r = \frac{19.12 * 2604.04}{100} \longrightarrow V_r = 497.89 \text{m}^3 \longrightarrow V_t = 497.89 + 120 = 617.89 \text{ m}^3$

La capacité future du réservoir de Koudiet el Assa est de **650 m³**. Elle dépasse de **200 m³** la capacité du réservoir existant. Pour cela on propose de projeter un autre réservoir dont le volume est de **450 m³** qui sera jumelé avec le réservoir existant.

II.3.2.5. Dimensionnement des réservoirs projetés

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m³. De ce fait on choisira une section circulaire pour tous les réservoirs projetés du réseau [8].

Le diamètre du réservoir sera donc calculé suivant la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_t}{\pi \times H}} \quad (II.5)$$

Où :

- ✓ D : Diamètre du réservoir (m) ;
- ✓ V_t : Volume total du réservoir (m³) ;
- ✓ H : Hauteur de l'eau dans le réservoir, comprise entre 5 m et 6 m [8]. On prend H=5 m.

Le dimensionnement des réservoirs projetés est mentionné dans le tableau (II.5) ci-après.

Tableau (II.5) : Dimensionnement des réservoirs projetés

Réservoirs projetés	Capacité (m ³)	Diamètre (m)
Bir Louhichi	1200	18
Dhamnet el Fhel	200	8
Koudiet el Assa	450	11

II.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons déterminé la capacité de la bache de la station de pompage et celle des réservoirs du réseau étudié. Et d'après la vérification de la capacité des réservoirs existants, nous avons trouvé que la capacité du réservoir de Heddada est suffisante. Par contre celle de Koudiet el Assa n'est pas suffisante, ce qui nous a amené à projeter un réservoir de capacité de 450 m³. Ce dernier sera jumelé avec le réservoir existant. On a déterminé aussi la capacité de deux réservoirs projetés de Bir Louhichi et Dhamnet el Fhel de capacité de 1200m³ et 200 m³ respectivement.

Après avoir fait le dimensionnement final des réservoirs, nous allons nous intéresser au dimensionnement des conduites d'adduction qui véhiculeront l'eau entre les réservoirs, où cette étude sera détaillée dans le chapitre qui suit.

III.1. Introduction

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées soit de la source vers les réservoirs soit entre les réservoirs, suivant la nature du relief de la région on opte pour deux types d'adduction [8]:

- **Adduction gravitaire** : On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, elle s'effectue soit par un aqueduc grâce à la pente soit par une conduite forcée où l'écoulement se fait sous pression.
- **Adduction par refoulement** : dans l'adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation, ce qui nécessite de fournir au fluide une énergie qui est assurée par les pompes.

III.2. Choix du tracé

Le choix de tracé du profil de la conduite se fait toujours en tenant compte de certains impératifs d'ordre technique et économique [7]:

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

III.3. Choix du type des conduites

Le choix du type de canalisation destinée à l'adduction d'eau des différentes agglomérations de la présente étude est porté sur le PEHD , pour les raisons suivantes [2]:

- Une longue vie ;
- Très grandes charges mécaniques admissibles ;
- Possibilité de pose très profonde ou avec un faible recouvrement ;
- Déviation angulaire des tubes ;
- Montage simple.

Les caractéristiques de ce type des conduites sont présentées dans (annexe (2)).

III.4. Description du schéma du tracé

Le schéma hydraulique du présent projet est donné dans (Annexe (3)), le système d'adduction retenu est constitué de tronçons gravitaires et de refoulement, le point de démarrage est les quatre forages M12, M1 bis, M11, M2 bis, de Bir Louhichi qui se situent à des cotes de 788.53 m, 770.08 m, 753.6 m et 756.03 m respectivement. L'eau sera pompée avec un débit de 78 l/s jusqu'à la station de pompage projetée de Bir Louhichi située à une cote de 825 m,

ensuite l'eau sera pompée à nouveau vers le réservoir de Bir Louhichi situé à une cote de 902.53 m sur une conduite de L=788 ml. À partir de ce dernier, l'eau est transférée par gravité vers le réservoir de Heddada situé à une cote de 769.82 m sur un linéaire de L=1852 ml, et aussi vers le réservoir de Dhamnet el Fhel qui se trouve à une cote de 708.07 m sur un linéaire de L=5376 ml, et vu la grande différence d'altitude entre ces deux réservoirs qui engendre une grande pression, cela nécessite le dimensionnement de deux brises de charge afin de diminuer cette pression. Et en dernier, le réservoir de Koudiet el Assa qui se trouve à une cote de 644.41 m est alimenté par gravité à partir du réservoir de Dhamnet el Fhel sur un linéaire de L=12496 ml.

III.5. Les équipements du système d'adduction

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau d'adduction sont les suivants [5]:

- Les vannes de sectionnement ;
- Les robinets vannes à opercule ;
- Les vannes à papillon ;
- La vidange ;
- Les ventouses ;
- Les clapets anti-retour ;
- Crépine.

III.6. Etude technico-économique

Le dimensionnement de la conduite d'adduction (refoulement) s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celles d'inversement, en effet plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever plus les pertes de charge seront plus importantes [9].

III.6.1. Calcul du diamètre économique

Pratiquement, pour faire un bon choix de diamètre optimal on doit trouver une gamme des diamètres correspondante à une vitesse d'écoulement comprise entre 0,5 m/s et 1,5 m/s mais dans certain cas la vitesse peut aller jusqu'à 2m/s, cette gamme est déterminée par les deux formules suivantes [5]:

La formule de BONNIN :

$$D_1 = \sqrt{Q} \quad (III.1)$$

La formule de BRESS :

$$D_2 = 1.5 \sqrt{Q} \quad (III.2)$$

- D_{1,2} : Diamètre de la conduite en mètre ;
- Q : Débit véhiculé en m³/s.

III.6.2. Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante [5]:

$$V = \frac{4*Q}{\pi*D_n^2} \quad (III.3)$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement en (m/s) ;
- Q : débit transitant dans la conduite en (m³/s) ;
- D_n : diamètre normalisé de la conduite en (m).

III.6.3. Calcul des pertes de charge

Elles se présentent sous deux formes :

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

III.6.3.1. Pertes de charge linéaires

Elles sont déterminées par la formule de **DARCY- WEISBBACH** [7]:

$$H_L = J \times L = \lambda \times L \times \frac{V^2}{2 \times g \times D_n} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- J : perte de charge linéaire (m/ml) ;
- L : longueur de la conduite (ml) ;
- λ : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation. Il est donné par deux formules [7]

➤ Pour un régime turbulent rugueux

Formule de NIKURADZI [7] :

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \times \ln \frac{K}{D_n} \right)^{-2} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

- K : Coefficient de rugosité de la conduite (mm). Sa valeur est comprise entre 0.01 mm et 0.02 mm pour le PEHD [10].

➤ Pour le régime transitoire

Formule de COOLEBROOK [7] :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D_n} + \frac{2,51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{III.6})$$

- Re : Nombre de Reynolds qui est donné par la formule [6] :

$$Re = \frac{V \times D_n}{\nu} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- ν : Viscosité cinématique, calculée par la formule de STOCKS [7] :

$$\nu = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337T + 0.000221T^2)} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

-T: Température de l'eau en degré, à T=20°C.

III.6.3.2. Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, les vannes, les clapets,...etc. Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires [7] :

$$H_s = 0.1 * H_l \quad (III.9)$$

III.6.3.3. Pertes de charge totales

Elles représentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières pour chaque conduite de longueur L, donc on aura [7]:

$$H_t = 1.10 * H_l = 1.1 * J * L \quad (III.10)$$

III.6.4. Détermination de la 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 [7]:

$$P_a = \frac{g \times H_{mt} \times Q}{\eta} \quad (III.11)$$

Avec :

- Pa : Puissance absorbée par la pompe (KW) ;
- η : Rendement de la pompe (%) ;
- Hmt : Hauteur manométrique de la pompe (m).

III.6.5. Détermination de la hauteur manométrique

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

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (III.12)$$

III.6.6. Energie consommée par la pompe

Elle est fixée par la formule suivante [7]:

$$E = P \times t_p \times 365 \quad (III.13)$$

Avec :

- tp : Nombre d'heures de pompage (24 h pour les forages, 20 h pour la station pompage) ;
- P : Puissance de pompage en (KW,h).

III.6.7. Détermination des Frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \times e' \quad (III.14)$$

Avec:

- E : Energie consommée par la pompe (KWh) ;
- e' : Prix unitaire du KWh, fixé par la SONELGAZ (4.67 DA).

III.6.8. Détermination des frais d'amortissement

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante [7]:

$$F_{am} = P_u \times L \times A \quad (III.15)$$

Avec :

- P_U : Prix unitaire de la conduite (DA/ml) ;
- A : L'Amortissement annuel (Annuité) [7] :

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

Avec :

- A : L'Amortissement annuel (Annuité) ;
- i : Taux d'annuité = 8 % ;
- n : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement ($n = 30$ ans).

D'où :

$$A = \frac{0.08}{(1.008)^{30} - 1} + 0.08 = \mathbf{0.0888}$$

Soit : $A = \mathbf{0.088}$

III.6.9. Détermination des frais totaux

Les frais totaux seront calculés par la formule suivante [5] :

$$F_{tot} = F_{exp} + F_{amo} \quad (III.17)$$

III.7. Dimensionnement des différents tronçons de l'adduction

III.7.1. Dimensionnement de l'adduction (partie refoulement)

III.7.1.1. Tronçon M12 – SP

➤ Les caractéristiques du tronçon

Le débit : $Q = 0.01 \text{ m}^3/\text{s}$

La longueur : $L = 385 \text{ m}$

La cote du trop-plein de la station de pompage : $C_{sp} = 829 \text{ m}$

La cote du niveau dynamique du forage M12 : $C_{M12} = 711.03 \text{ m}$

La hauteur géométrique $H_g = C_{sp} - C_{M12} = 829 - 711.03 \implies H_g = 117.97 \text{ m}$.

La pression nominale de la gamme des diamètres égale à 16 bars.

➤ Calcul du diamètre

$D_1 = 0.1 \text{ m}$; $D_2 = 0.15 \text{ m}$

Donc $90 \text{ mm} \leq D \leq 160 \text{ mm}$

➤ **Calcul de la hauteur manométrique**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.1) suivant :

Tableau (III.1) : Calcul de la Hmt du tronçon M12-SP

D_{ext} (m)	e (mm)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hmt (m)
0.09	8.2	0.0736	2.35	173082.25	385	0.0254	67.49	185.46
0.11	10	0.09	1.57	141542.82	385	0.0241	23	140.96
0.125	11.4	0.1022	1.22	124646.32	385	0.0233	11.54	129.51
0.16	14.6	0.1308	0.74	97391.85	385	0.0218	3.81	121.77

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.2) ci-dessous :

Tableau (III.2) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon M12-SP

D_{ext} (m)	Q (m^3/s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KW,h)	F_{exp} (DA/KW,h)
0.09	0.01	185.46	24.2577	212497.94	992365.38
0.11	0.01	140.96	18.4388	161523.93	75316.77
0.125	0.01	129.51	16.9393	148388.48	692974.20
0.16	0.01	121.77	15.9284	139532.93	651618.77

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.3) ci-dessous :

Tableau (III.3) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon M12-SP

D_{ext} (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F_{amor} (DA)
0.09	691.61	385	0.0888	23652.07
0.11	1026.15	385	0.0888	35092.85
0.125	1316.19	385	0.0888	45011.81
0.16	2151.19	385	0.0888	73567.6

➤ **Calcul des frais totaux**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.4) ci-après :

Tableau (III.4) : Calcul des frais totaux du tronçon M12-SP

D_{ext} (m)	V (m/s)	F_{exp} (DA/KW,h)	F_{amor} (DA)	Totaux (DA)
0.09	2.35	992365.38	23652.07	1016017.45
0.11	1.57	75316.77	35092.85	789409.62
0.125	1.22	692974.20	45011.81	737986.01
0.16	0.74	651618.77	73567.6	725186.37

D'après les résultats trouvés ci-dessus, on opte pour un diamètre **D=160 mm** avec une vitesse **V=0.74 m/s** et une **Hmt=121.77 m**.

III.7.1.2. Tronçons M1 bis - SP

➤ **Caractéristiques du tronçon**

Le débit : $Q = 0.018 \text{ m}^3/\text{s}$

La longueur : $L = 1167 \text{ m}$

Cote du niveau dynamique du forage : $C_{m1 \text{ bis}} = 692.58 \text{ m}$

Cote du trop-plein SP : $C_{SP} = 829 \text{ m}$

La hauteur géométrique : $H_g = (C_{SP} - C_{m1 \text{ bis}}) = 829 - 692.58 = 136.42 \text{ m}$

La pression nominale de la gamme des diamètres égale à 16 bars.

➤ **Calcul du diamètre**

$D_1 = 0.134 \text{ m}$; $D_2 = 0.2 \text{ m}$

Donc $125 \text{ mm} \leq D_n \leq 200 \text{ mm}$

➤ **Calcul de la hauteur manométrique**

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.5) ci-après :

Tableau (III.5) : Calcul de la Hmt du tronçon M1bis-SP

D_{ext} (m)	e (mm)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hmt (m)
0.125	11.4	0.1022	2.2	224363.37	1167	0.0232	128.38	264.8
0.16	14.6	0.1308	1.34	175305.32	1167	0.0218	34.84	171.26
0.2	18.2	0.1636	0.86	140158.54	1167	0.0206	10.78	147.2

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.6) ci-après :

Tableau (III.6) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon M1bis-SP

D_{ext} (m)	Q (m^3/s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KW,h)	F_{exp} (DA/KW, h)
0.125	0.018	264.8	62.3453	546144.94	2550496.87
0.16	0.018	171.26	40.3209	353210.72	1649494.05
0.2	0.018	147.2	34.6563	303588.79	1417759

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.7) ci-après :

Tableau (III.7) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon M1bis-SP

D_{ext} (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F_{amor} (DA)
0.125	1316.19	1167	0.0888	136438.38
0.16	2151.19	1167	0.0888	222995.83
0.2	3378.11	1167	0.0888	350180.34

➤ **Calcul des frais totaux**

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.8) ci-après :

Tableau (III.8) : Calcul des frais totaux du tronçon M1bis-SP

D _{ext} (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA/KW, h)	F _{amor} (DA)	Totaux (DA)
0.125	2.2	2550496.87	136438.38	2686935.25
0.16	1.34	1649494.05	222995.83	1872489.88
0.2	0.86	1417759	350180.34	1767940

D'après les résultats trouvés ci-dessus, on opte pour un diamètre **D=200 mm** avec une vitesse **V=0.86 m/s** et une **Hmt=147.2 m**.

III.7.1.3. Tronçons M11 - SP

➤ **Caractéristiques du tronçon**

Le débit : $Q=0.02 \text{ m}^3/\text{s}$

La longueur : $L=1762 \text{ m}$

Cote du niveau dynamique du forage : $C_{m11}=676.1 \text{ m}$

Cote du trop- plein SP : $C_{SP}=829 \text{ m}$

La hauteur géométrique : $H_g = (C_{sp} - C_{m11})=829 - 676.1=152.9 \text{ m}$

La pression nominale de la gamme des diamètres égale à 16 bars.

➤ **Calcul du diamètre**

$D_1=0.141 \text{ m}$; $D_2= 0.212 \text{ m}$

Donc $125 \text{ mm} \leq D_n \leq 250 \text{ mm}$

➤ **Calcul de la hauteur manométrique**

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.9) ci-après :

Tableau (III.9) : Calcul de la Hmt du tronçon M11-SP

D _{ext} (m)	e (mm)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hmt (m)
0.125	11.4	0.1022	2.44	249292.63	1762	0.0232	239.31	392.21
0.16	14.6	0.1308	1.49	194783.69	1762	0.0218	64.94	217.84
0.2	18.2	0.1636	0.95	155731.71	1762	0.0206	20.09	173
0.25	22.7	0.2046	0.61	124524.47	1762	0.0195	7.44	160.34

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.10) ci-après :

Tableau (III.10) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon M11-SP

D _{ext} (m)	Q (m ³ /s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KW, h)	F _{exp} (DA/KW, h)
0.125	0.02	392.21	102.6019	898792.26	4197359.86
0.16	0.02	217.84	56.99	499200026	2331265.19
0.2	0.02	173	45.25	396426.76	1851312.96
0.25	0.02	160.34	41.95	367442.12	1715954.69

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.11) ci-dessous :

Tableau (III.11) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon M11-SP

D _{ext} (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F _{amor} (DA)
0.125	1316.19	1762	0.0888	206002.08
0.16	2151.19	1762	0.0888	336691.22
0.2	3378.11	1762	0.0888	528721.3
0.25	5226.5	1762	0.0888	818020.09

➤ **Calcul des frais totaux**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.12) ci-dessous :

Tableau (III.12) : Calcul des frais totaux du tronçon M11-SP

D _{ext} (m)	Vitesse (m)	F _{exp} (DA/KWH)	F _{amo} (DA)	Totaux (DA)
0.125	2.44	4197359.86	206002.08	4403361.94
0.16	1.49	2331265.19	336691.22	2667956.41
0.2	0.95	1851312.96	528721.3	2380034.26
0.25	0.61	1715954.69	818020.09	2533974.79

D'après les résultats trouvés ci-dessus, on opte pour un diamètre **D=200 mm** avec une vitesse **V= 0.95 m/s** et une **Hmt= 173 m**.

III.7.1.4. Tronçon M2 bis – SP

➤ **Caractéristiques du tronçon**

Débit : Q=0.03 m³/s

La longueur : L=1562 ml

Cote du radier du forage M₂bis : C_{m2 bis}=678.53 m

Cote du trop-plein de la station de pompage : C_{sp}=829 m

La hauteur géométrique : H_g= C_{sp}- C_{m2 bis} =829 – 678.53=150.47 m

La pression nominale de la gamme des diamètres égale à 16 bars.

➤ **Calcul du diamètre**

$$D_1 = 0.173 \text{ m} ; D_2 = 0.26 \text{ m}$$

Donc $160 \text{ mm} \leq D \leq 315 \text{ mm}$.

➤ **Calcul de la hauteur manométrique**

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.13) ci-après :

Tableau (III.13) : Calcul de la Hmt du tronçon M2 bis-SP

D_{ext} (m)	e (mm)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	L (m)	λ	Δh_t (m)	Hmt (m)
0.16	14.6	0.1308	2.23	292175.54	1562	0.0218	139.00	289.48
0.2	18.2	0.1636	1.43	233597.56	1562	0.0206	42.31	192.78
0.25	22.7	0.2046	0.91	186786.71	1562	0.0195	13.1	163.57
0.315	28.6	0.2578	0.58	148241.12	1562	0.0184	4.67	155.14

➤ **Calcul des frais d'exploitation**

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.14) ci-dessous :

Tableau (III.14) : Calcul des frais d'exploitation du tronçon M2 bis-SP

D_{ext} (m)	Q (m^3/s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KW, h)	F_{exp} (DA/KW, h)
0.16	0.03	289.48	113.59	995050.39	4646885.32
0.2	0.03	192.78	75.65	662677.79	3094705.32
0.25	0.03	163.57	64.18	562254.84	2625730.13
0.315	0.03	155.14	60.88	533294.52	2490485.39

➤ **Calcul des frais d'amortissement**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.15) ci-après :

Tableau (III.15) : Calcul des frais d'amortissement du tronçon M2 bis-SP

D_{ext} (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F_{amor} (DA)
0.16	2151.19	1562	0.0888	298474.28
0.2	3378.11	1562	0.0888	468707.53
0.25	5226.5	1562	0.0888	725168.78
0.315	8026.99	1562	0.0888	1113732.43

➤ **Calcul des frais totaux**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.16) ci-dessous :

Tableau (III.16) : Calcul des frais totaux du tronçon M2 bis-SP

D_{ext} (m)	V (m/s)	F_{exp} (DA/KW,h)	F_{amor} (DA)	Totaux (DA)
0.16	2.23	4646885.32	298474.28	4945359.59
0.2	1.43	3094705.32	468707.53	3563412.85
0.25	0.91	2625730.13	725168.78	3350898.90
0.315	0.58	2490485.39	1113732.43	3604217.82

D'après les résultats trouvés ci – dessus, on opte pour un diamètre **D=250** mm avec une vitesse **V=0.91 m/s** et une **Hmt=163.57**.

III.7.1.5. Tronçon SP– Réservoir Bir Louhichi

➤ Caractéristiques du tronçon

Débit : $Q=0.0929 \text{ m}^3/\text{s}$

La longueur : $L=788 \text{ m}$

Cote de la station de pompage : $C_{sp}=825 \text{ m}$

Cote du trop-plein du réservoir de Bir Louhichi : $C_{\text{bir louhichi}}=906.53 \text{ m}$

La hauteur géométrique : $H_g = C_{\text{Bir Louhichi}} - C_{sp} = 906.53 - 825 = 81.53 \text{ m}$

La pression nominale de la gamme des diamètres égale à 10 bars

➤ Calcul du diamètre

$D_1=0.277 \text{ m}$; $D_2=0.416 \text{ m}$

Donc $250 \text{ mm} \leq D \leq 500 \text{ mm}$.

➤ Calcul de la hauteur manométrique

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.17) ci-après :

Tableau (III.17) : Calcul de la Hmt du Tronçon SP– Réservoir Bir Louhichi

D_{ext} (m)	e (mm)	D_{int} (m)	V (m/s)	Re	L(m)	λ	Δh_t (m)	Hmt (m)
0.25	14.8	0.2204	2.43	445050.68	788	0.0192	34	115.54
0.315	18.7	0.2776	1.54	353347.16	788	0.0181	10	91.53
0.4	23.7	0.3526	0.95	278188.24	788	0.0171	2.86	84.39
0.5	29.7	0.4406	0.61	222626.35	788	0.0163	1.07	82.59

➤ Calcul des frais d'exploitation

Les calculs sont donnés dans le tableau (III.18) ci-après :

Tableau (III.18) : Calcul des frais d'exploitation du Tronçon SP– Réservoir Bir Louhichi

D_{ext} (m)	Q (m^3/s)	Hmt (m)	P (KW)	E (KW,h)	F_{exp} (DA/K,W,h)
0.25	0.0929	115.54	116.37	849475.62	3967051.14
0.315	0.0929	91.53	92.18	672932.74	3142595.9
0.4	0.0929	84.39	85	620485.11	2897665.45
0.5	0.0929	82.59	83.19	607262.07	2835913.88

➤ Calcul des frais d'amortissement

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.19) ci-dessous :

Tableau (III.19) : Calcul des frais d'amortissement du Tronçon SP– Réservoir Bir Louhichi

D _{ext} (m)	Prix (DA/ml)	L (m)	A	F _{amor} (DA)
0.25	3357.81	788	0.0888	235033.33
0.315	5057.83	788	0.0888	354027.96
0.4	8115.39	788	0.0888	568044.98
0.5	12616.15	788	0.0888	883080.26

➤ **Calcul des frais totaux**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.20) suivant :

Tableau (III.20) : Calcul des frais totaux du Tronçon SP– Réservoir Bir Louhichi

D _{ext} (m)	V (m/s)	F _{exp} (DA/K,W,h)	F _{amor} (DA)	Totaux (DA)
0.25	2.43	3967051.14	235033.33	4202084.46
0.315	1.54	3142595.9	354027.96	3496623.86
0.4	0.95	2897665.45	568044.98	3465710.43
0.5	0.61	2835913.88	883080.26	3718994.14

D'après les résultats trouvés ci – dessus, on opte pour un diamètre **D=400 mm** avec une vitesse **V=0.79 m/s** et une **Hmt=84.39 m**.

II.7.2. Dimensionnement de l'adduction (partie gravitaire)

III.7.2.1. Tronçon réservoir Bir Louhichi - Réservoir Heddada

➤ **Caractéristiques du tronçon :**

$$Q = 0.037 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 1852 \text{ m}$$

$$\text{Cote du réservoir de Bir Louhichi : } C_{\text{Bir louhichi}} = 902.53 \text{ m}$$

$$\text{Cote du trop- plein du réservoir de Heddada : } C_{\text{Heddada}} = 769.82 \text{ m}$$

$$\text{La hauteur disponible : } H_d = (C_{\text{Bir Louhichi}} - C_{\text{Heddada}}) = 902.53 - 769.82 = 132.71 \text{ m}$$

La pression nominale de la gamme des diamètres égale à 16 bars.

➤ **Calcul du diamètre**

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.037}{3.14 \cdot 1.5}} = 0.177 \text{ m}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\min}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.037}{3.14 \cdot 0.5}} = 0.307 \text{ m}$$

$$\text{Donc } 160 \text{ mm} \leq D_n \leq 315 \text{ mm}$$

➤ **Calcul des pertes de charge totales**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.21) suivant :

Tableau (III.21) : Calcul des pertes de charge totales du Tronçon réservoir Bir Louhichi- Réservoir Heddada

Q (m ³ /s)	D _{ext} (m)	e (mm)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	Δht (m)	Hg (m)
0.037	0.16	14.6	0.1308	2.75	360349.83	0.0218	97.73	132.71
0.037	0.2	18.2	0.1636	1.76	288103.66	0.0206	32.14	132.71
0.037	0.25	22.7	0.2046	1.13	230370.27	0.0195	10.5	132.71
0.037	0.315	28.6	0.2578	0.71	182830.71	0.0184	3.31	132.71

On optera pour un diamètre de **200 mm** avec une perte de charge $\Delta H_t=32.14$ m qui est inférieure à $H_g=132.71$ m, avec une vitesse de **1.76 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le même diamètre, on utilise une vanne.

➤ **Calcul des pertes de charge créées par la vanne**

$$\Delta h_v = H_g - \Delta h_t \quad (III.18)$$

$$\Delta h_v = 132.71 - 32.14 = 100.57 \text{ m}$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ζ (%)**

$$\Delta h_v = \zeta \times \frac{v^2}{2g} \quad (III.19)$$

$$\text{Donc } \zeta = \Delta h_v \times \frac{2g}{v^2} \quad (III.20)$$

$$\zeta = 100.57 \times \frac{2 \times 9.81}{1.76^2} = 637 \text{ m}$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α_v**

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (annexe (4)).

Le type de la vanne sera (vanne à papillon), avec un angle d'ouverture de **68.2°**.

III.7.2.2. Tronçon Réservoir Bir Louhichi – Brise de Charge 01

➤ **Caractéristiques du tronçon**

Débit : Q= 0.032 m³/s

La longueur : L=775 ml

Cote du radier Réservoir de Bir Louhichi : C_{Bir Louhichi}= 902.53 m

Cote du trop-plein de BC 01 : C_{BC 01}= 848.42 m

La hauteur disponible : H_d = C_{Bir Louhichi} – C_{BC 01}

$$H_d = 902.53 - 848.42 = 54.11 \text{ m}$$

La pression nominale de la gamme des diamètres égale à 10 bars.

➤ **Calcul du diamètre**

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\max}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.032}{3.14 \cdot 1.5}} = 0.165 \text{ m}$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{\min}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.032}{3.14 \cdot 0.5}} = 0.286 \text{ m}$$

Donc $160 \text{ mm} \leq D_n \leq 315 \text{ mm}$.

➤ **Calcul des pertes de charge totales**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.22) suivant :

Tableau (III.22) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Réservoir Bir Louhichi – Brise de Charge 01

Q (m ³ /s)	D _{ext} (m)	e (mm)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	Δht (m)	Hg (m)
0.032	0.16	9.5	0.141	2.05	289108.73	0.0214	21.15	54.11
0.032	0.2	11.9	0.1762	1.31	231352.62	0.0203	6.94	54.11
0.032	0.25	14.8	0.2204	0.84	184956.13	0.0191	2.27	54.11
0.032	0.315	18.7	0.2776	0.53	146845.57	0.0182	0.72	54.11

On optera pour un diamètre de **200 mm** avec une perte de charge $\Delta H_t = 6.94 \text{ m}$ qui est inférieure à $H_g = 54.11 \text{ m}$, avec une vitesse de **1.31 m/s**.

III.7.2.3. Tronçon Brise de Charge 01 – Brise de Charge 02

➤ **Caractéristiques du tronçon**

Débit : $Q = 0.032 \text{ m}^3/\text{s}$

La longueur : $L = 1099 \text{ m}$

Cote du radier de BC 01 : $C_{BC\ 01} = 846.63 \text{ m}$

Cote du trop-plein de BC 02 : $C_{BC\ 02} = 774.81 \text{ m}$

La hauteur disponible : $H_d = C_{BC\ 02} - C_{BC\ 01}$

$$H_d = 846.63 - 774.81 = 71.82 \text{ m}$$

La pression nominale de la gamme des diamètres égale à 10 bars.

➤ **Calcul des pertes de charge totales**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.23) suivant :

Tableau (III.23) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Réservoir Brise de Charge 01 – Brise de Charge 02

Q (m ³ /s)	D _{ext} (m)	e (mm)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	Δht (m)	Hg (m)
0.032	0.16	9.5	0.141	2.05	289108.73	0.0214	30.00	71.82
0.032	0.2	11.9	0.1762	1.31	231352.62	0.0202	9.84	71.82
0.032	0.25	14.8	0.2204	0.84	184956.13	0.0191	3.21	71.82
0.032	0.315	18.7	0.2776	0.53	146845.57	0.0181	1.01	71.82

On optera pour un diamètre de **200 mm** avec une perte de charge $\Delta Ht=9.84$ m qui est inférieure à $Hg=71.82$ m, avec une vitesse de **1.31 m/s**.

III.7.2.4. Tronçon Brise de Charge 02 – Réservoir Dhamnet el Fhel

➤ **Caractéristiques du tronçon**

Débit : $Q= 0.032$ m³/s

La longueur : $L= 3502$ ml

Cote du radier du BC 02 : $C_{BC\ 02}= 773.04$ m

Cote du trop-plein du réservoir de Dhamnet el Fhel : $C_{Dhamnet\ el\ Fhel}= 708.07$ m

La hauteur disponible : $H_d= C_{BC\ 2} - C_{Dhamnet\ el\ Fhel}$

$$H_d= 773.04 - 708.07= 64.97$$
 m

La pression nominale de la gamme des diamètres égale à 10 bars.

➤ **Calcul des pertes de charge totales**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.24) suivant :

Tableau (III.24) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Brice de Charge 02 – Réservoir Dhamnet el Fhel

Q (m ³ /s)	D _{ext} (m)	e (mm)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	Δht (m)	Hg (m)
0.032	0.16	9.5	0.141	2.05	289108.73	0.0214	95.58	64.97
0.032	0.2	11.9	0.1762	1.31	231352.62	0.0202	31.36	64.97
0.032	0.25	14.8	0.2204	0.84	184956.13	0.0191	10.24	64.97
0.032	0.315	18.7	0.2776	0.53	146845.57	0.0181	3.23	64.97

On optera pour un diamètre de **200 mm** avec une perte de charge $\Delta Ht=31.36$ m qui est inférieure à $Hg=64.97$ m, avec une vitesse de **1.31 m/s**.

III.7.2.5. Tronçon réservoir Dhamnet el Fhel – réservoir Koudiet el Assa

➤ **Caractéristiques du tronçon**

$Q= 0.03$ m³/s

$L=12496$ ml

Cote du réservoir de Dhamnet el Fehl : $C_{Dhamnet\ el\ Fehl} = 704.07\ m$

Cote du trop-plein du réservoir de Koudiet el Assa : $C_{koudiet\ el\ Assa} = 644.41\ m$

La hauteur disponible : $H_d = (C_{koudiet} - C_{Dhamnet}) = 704.07 - 644.41 = 59.66\ m$

La pression nominale de la gamme des diamètres égale à 10 bars.

➤ **Calcul du diamètre**

$$D_{min} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{max}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.03}{3.14 \cdot 1.5}} = 0.160\ m$$

$$D_{max} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V_{min}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0.03}{3.14 \cdot 0.5}} = 0.276\ m$$

Donc $160\ mm \leq D_n \leq 315\ mm$.

➤ **Calcul des pertes de charge totales**

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (III.25) suivant :

Tableau (III.25) : Calcul des pertes de charge totales du Tronçon réservoir Dhamnet el Fehl-réservoir Koudiet el Assa

Q (m ³ /s)	D _{ext} (m)	e (mm)	D _{int} (m)	V (m/s)	Re	λ	Δht (m)	Hg (m)
0.03	0.16	9.5	0.141	1.92	271039.44	0.0163	299.76	59.66
0.03	0.2	11.9	0.1762	1.23	216893.08	0.0163	98.36	59.66
0.03	0.25	14.8	0.2204	0.79	173396.37	0.0163	32.12	59.66
0.03	0.315	18.7	0.2776	0.5	137667.73	0.0163	10.13	59.66

On optera pour un diamètre de **250 mm** avec une perte de charge $\Delta H_t = 32.12\ m$ qui est inférieure à $H_g = 59.66\ m$, avec une vitesse acceptable de **0.79 m/s**.

➤ **Calcul des pertes de charge créés par la vanne**

$$\Delta h_v = 59.66 - 32.12 = 27.54\ m$$

➤ **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne ζ (%)**

$$\zeta = 27.54 \times \frac{2 \cdot 9.81}{0.79^2} = 865.78\ m$$

➤ **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne α_v**

L'angle de l'ouverture de la vanne est déterminé d'après le tableau et l'abaque donnés dans (annexe (4)).

Le type de la vanne sera (vanne à papillon), avec un angle d'ouverture de **71.77°**.

III.8. Concept et dimensionnement d'un brise de charge

III.8.1. Concept

Un brise de charge est un réservoir intermédiaire dans lequel une partie de l'énergie du jet d'eau, à son entrée, est brisée par une vanne pointeau donnant lieu ainsi à une perte de charge singulière. La partie restante étant transformée en énergie potentielle avec un niveau en aval.

III.8.2. Dimensionnement

La capacité d'un brise de charge sera déterminée d'après le temps de fermeture de la vanne pointeau et de celle située en réservoir d'arrivée, et cela pour maintenir la conduite en aval pleine [11].

$$V_{bc} = Q \cdot t_v \quad (III.21)$$

Avec :

- V_{bc} : Volume du brise de charge ;
- t_v : Temps nécessaire pour la fermeture de la vanne pointeau, avec $t_v = 1/4$;
- Q : Débit véhiculé en (m^3/h).

Le tableau (III.26) regroupe les résultats du calcul des deux brises de charge installés entre les réservoirs de Bir Louhichi et de Dhamnet el Fhel.

Tableau (III.26) : Dimensionnement des brises de charge

Brise de charge	Q (m^3/h)	t_v (h)	Capacité calculée (m^3)	Capacité projetée (m^3)
1	116.89	1/4	29.22	30
2	116.89	1/4	29.22	30

III.9. Conclusion

Le dimensionnement des conduites d'adduction (refoulement et gravitaire), a été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Ces besoins nous ont permis de calculer les diamètres économiques nécessaires avec des frais minimaux pour les conduites de refoulement. Pour les conduites gravitaires on a déterminé les diamètres avantageux qui sont tirés de la formule de DARCY-WEISBACH.

IV.1. Introduction

On appelle une pompe toute machine qui permet d'élever un fluide d'un point bas vers un point haut, ainsi d'après cette définition on peut dire que le rôle principal de la pompe consiste à augmenter la pression du fluide qui se traduit par la transformation de l'énergie mécanique, fournie par un moteur, en énergie hydraulique.

Dans ce chapitre, le choix des pompes de la station de pompage et des forages se fait à l'aide de deux catalogues, à savoir CAPRARI et ROVATTI afin d'aboutir à une sélection optimale.

IV.2. Classification des pompes

Les pompes sont regroupées en deux catégories à savoir [8]:

- **Pompes volumétriques** : elles sont constituées de pompes rotative et alternative.
- **Turbo pompes** : on distingue selon le type de roue et son mode d'action trois catégories, hélico-centrifuge, axiale à hélice et centrifuge.

IV.3. Choix des pompes

Le choix des pompes à installer se portera sur les critères suivants [8]:

- Le débit à refouler ;
- La hauteur d'élévation d'eau ;
- Le temps mis par la pompe pour élever un certain volume d'eau ;
- Le rendement de la pompe qui doit être acceptable d'une façon à avoir un coup minimum d'un mètre cube d'eau à élever.

IV.4. Les courbes caractéristiques d'une pompe

Les pompes centrifuges sont caractérisées par des courbes qui expriment leurs performances, il existe trois types, à savoir [8]:

IV.4.1. La courbe Hauteur-Débit $H_c = f(Q)$

Elle exprime la variation des différentes hauteurs d'élévation en fonction du débit.

IV.4.2. La courbe Rendement-Débit $\eta = f(Q)$

Cette courbe présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

IV.4.3. La courbe des Puissances absorbées-Débit $P_a = f(Q)$

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

IV.5. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes [12] :

- **Le couplage en série** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes ;
- **Le couplage en parallèle** : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

IV.6. Etude de la cavitation

La cavitation est la vaporisation du liquide contenu dans la pompe quand il est soumis à une pression inférieure à la tension de vapeur correspondante à sa température [9]. Ce phénomène se produit à l'orifice d'aspiration de la pompe ; des bulles apparaissent dans les zones où la pression est la plus faible (entrée des aubes de roue des pompes centrifuges), elles sont transportées dans les zones de pressions plus fortes où se produit leur condensation. Des implosions se produisent alors à des fréquences élevées et créent des surpressions locales très élevées (jusqu'à des centaines de bars).

La cavitation est un phénomène à éviter absolument, car il entraîne de graves conséquences :

- Erosion du matériau des aubes de turbine des pompes centrifuges ;
- Augmentation du bruit et des vibrations générés par la pompe ;
- Chutes des performances des pompes avec diminution importante de la Hmt, du débit et du rendement.

Afin d'éviter le risque d'apparition de la cavitation dans les installations de pompage, il faut avoir [7,8]:

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r \quad (VI.1)$$

➤ **Pour l'alimentation en charge :**

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} + Ha - (Ja + T_v) \quad (IV.2)$$

➤ **Pour l'alimentation en dépression :**

$$(NPSH)_d = \frac{P_0}{g \times \rho} - Ha - (Ja + T_v) \quad (IV.3)$$

Avec :

- Ha : Hauteur d'aspiration en (m).
- Ja : Perte de charge à l'aspiration en (m).
- $\frac{P_0}{g \times \rho}$: Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m).
- T_v : C'est la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée. Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans le tableau (IV.1) suivant :

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

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

IV.7. Le point de fonctionnement d'une pompe

Il représente le point d'intersection de la courbe caractéristique de la conduite $H_c=f(Q)$ avec celle de la pompe $H_p=f(Q)$.

IV.7.1. Recherche de la réalisation du point de fonctionnement désiré

IV.7.1.1. Première variante : Modification du temps de pompage

On accepte le point de fonctionnement P_2 tel qu'il est donné, donc le débit refoulé Q_2 sera plus important que le débit voulu Q_1 , alors dans ce cas-là nous sommes appelés à modifier le temps de pompage [5].

Le volume d'eau entrant dans le réservoir pendant 20 heures est :

$$V_t = 20 \times Q_1 \quad (IV.4)$$

Le même volume sera obtenu par le refoulement de Q_2 pendant un temps T_2 .

$$V_t = 20 * Q_1 = T_2 * Q_2 \quad (IV.5)$$

La puissance absorbée par la pompe sera [5] :

$$P = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta}$$

(IV.6)

D'où :

- Q_2, H_2 : Coordonnées du point de fonctionnement successivement en (m^3/s) et en (m) ;
- η : Rendement de la pompe correspondant au point de fonctionnement.

IV.7.1.2. Deuxième variante : Régulation par étouffement (Le vannage)

Elle consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q_2 . La valeur des pertes de charge créée est :

$$h = H' - H_1 \quad (m) \quad (IV.7)$$

La puissance absorbée par la pompe sera [4,5]:

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} \quad (IV.8)$$

Avec :

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

IV.7.1.3. Troisième variante : Rognage de la roue

Pour faire passer la courbe $H = f(Q)$ de la pompe par le point désiré, la solution consiste à diminuer le diamètre de la roue pour la même vitesse de rotation. On aura alors [5,9]:

$$m_r = \frac{D'}{D''} = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} \quad (IV.9)$$

Avec :

- m_r : Coefficient de rognage ;
- D' : Diamètre de la roue avant rognage (m) ;
- D'' : Diamètre de la roue après rognage (m).

Le pourcentage de rognage (r) sera :

$$r=1- m (\%) \quad (IV.10)$$

La puissance absorbée par la pompe est donnée par la formule [5]:

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (IV.11)$$

IV.7.1.4. Quatrième variante : Variation de la vitesse de rotation

La diminution de la vitesse de rotation entraîne la diminution du débit et de la puissance absorbée, et afin de trouver le point homologue du point de fonctionnement qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point P₃ (Q₃, H₃), on trace la courbe iso-rendement qui contient ce point [5].

La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \frac{Q_1}{Q_3} \quad (IV.12)$$

Et la puissance absorbée par la pompe sera [5]:

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} \quad (IV.13)$$

IV.8. Choix du type des pompes pour différentes stations

IV.8.1. Pompes des forages

IV.8.1.1. Forage M12

➤ Caractéristiques de la conduite

- Le débit véhiculé : Q = 0.01 m³/s
- La hauteur géométrique : Hg = 117.97 m
- La hauteur manométrique totale : Hmt = 121.77 m

➤ Caractéristique de la pompe

A. Catalogue CAPRARI

La pompe donnée par le catalogue numérique CAPRARI, est une pompe immergée semi-axiale de type (E6S54/10+MC625) dont les caractéristiques sont mentionnées dans (Annexe(5)) et le tableau (IV.2) ci-après :

Tableau (IV.2) : Caractéristiques de la pompe du forage M12 donnée par CAPRARI

N	η	P	NPSH _r
2900 tr/min	71.4 %	16.7 Kw	4.5 m

Le point de fonctionnement P2 (10 l/s, 122 m)

Le point désiré P1 (10 l/s, 122 m)

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure (IV.1) suivante :

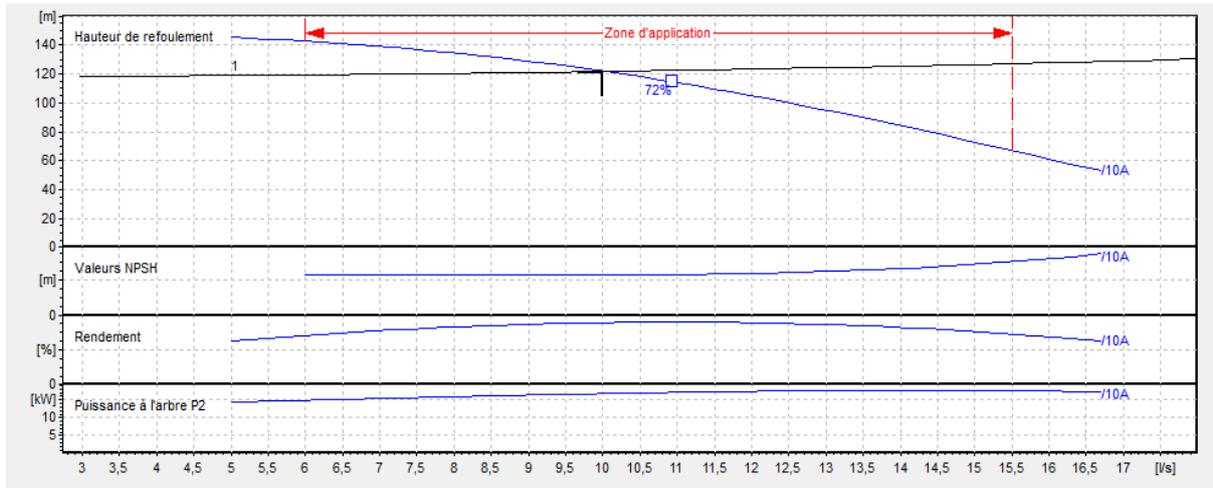


Figure (IV.1) : Courbe caractéristique de la pompe du forage M12 donnée par CAPRARI

D'après la figure (IV.1) le point de fonctionnement coïncide avec le point désiré.

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E * e \text{ (DA)} ; \text{ (e = 4,67 DA)}$$

Avec $E = P * T_1 * 365 = 16.7 * 24 * 365 = \mathbf{146292}$

D'où $F_{\text{exp}} = \mathbf{683183.64 \text{ DA}}$

B. Catalogue ROVATTI

La pompe donnée par le catalogue numérique ROVATTI, est une pompe immergée de type (6E2/11-627) dont les caractéristiques sont représentées dans (Annexe(6)) et le tableau (IV.3) suivant :

Tableau (IV.3) : Caractéristiques de la pompe du forage M12 donnée par ROVATTI

N	η	P	NPSH _r
2900 tr/min	70.6 %	20 Kw	4.47 m

Le point de fonctionnement P (10 l/s, 127 m).

Le point désiré P1 (10 l/s, 121.77 m).

Le point de fonctionnement et désiré sont représentés dans la figure (IV.2) ci-après :

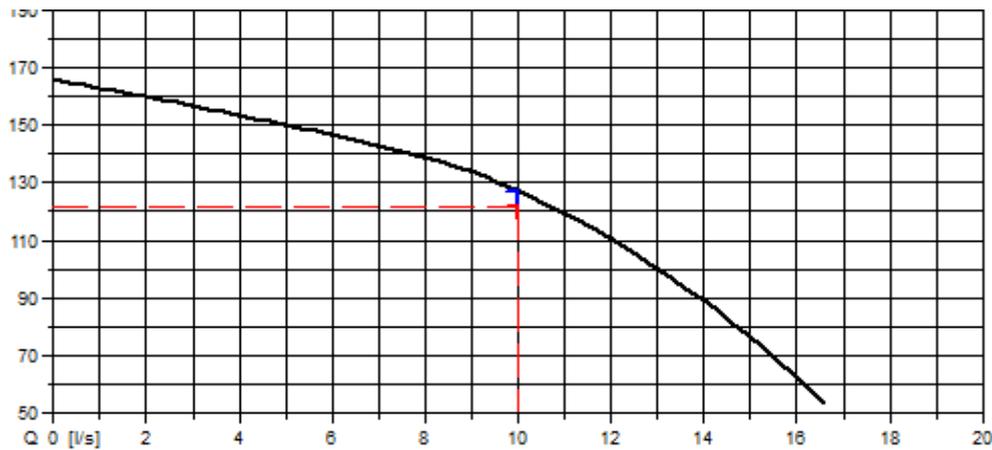


Figure (IV.2) : Courbe caractéristique de la pompe du forage M12 donnée par ROVATTI

D'après la figure (IV.2), le point de fonctionnement de la pompe ne coïncide pas avec le point désiré, d'où, nous allons opter pour la variante la plus économique parmi les variantes suivantes :

❖ **Modification du temps de pompage**

Les coordonnées du point de fonctionnement demandé étant inférieures aux coordonnées du point de fonctionnement effectif, une adaptation de pompe aux conditions de fonctionnement s'impose.

$$T_1 \times Q_1 = T_2 \times Q_2 \quad \Rightarrow \quad T_2 = 24 \times \frac{10}{10} = 24 \text{ h}$$

La puissance absorbée sera :

$$P = \frac{g \times Q_2 \times H_2}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.01 \times 127}{0.706} = 17.65 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \cdot e \text{ (DA)} ; (e = 4,67 \text{ DA})$$

$$\text{Avec } E = P \cdot T_2 \cdot 365 = 17.65 \cdot 24 \cdot 365 \quad \Rightarrow \quad E = 154614$$

$$\text{D'où } F_{\text{exp}} = 722047.38 \text{ DA}$$

❖ **Vannage**

La valeur des pertes de charge créée par la vanne d'étouffement est égale à :

$$h = H' - H_1 = 127 - 121.77 = 5.23 \text{ m}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H'}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.01 \times 127}{0.706} = 17.65 \text{ KW}$$

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \cdot e \text{ (DA)} ; (e = 4,67 \text{ DA})$$

Avec $E = P \cdot T_1 \cdot 365 = 17.65 \cdot 24 \cdot 365 = \mathbf{154614}$

D'où $F_{\text{exp}} = \mathbf{722047.38 \text{ DA}}$

❖ **Rognage de la roue**

Pour avoir le pourcentage du rognage il faut déterminer les coordonnées du point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe avec une droite qui passe par l'origine et le point désiré.

Le point d'intersection est illustré dans la figure (IV.3) ci-après :

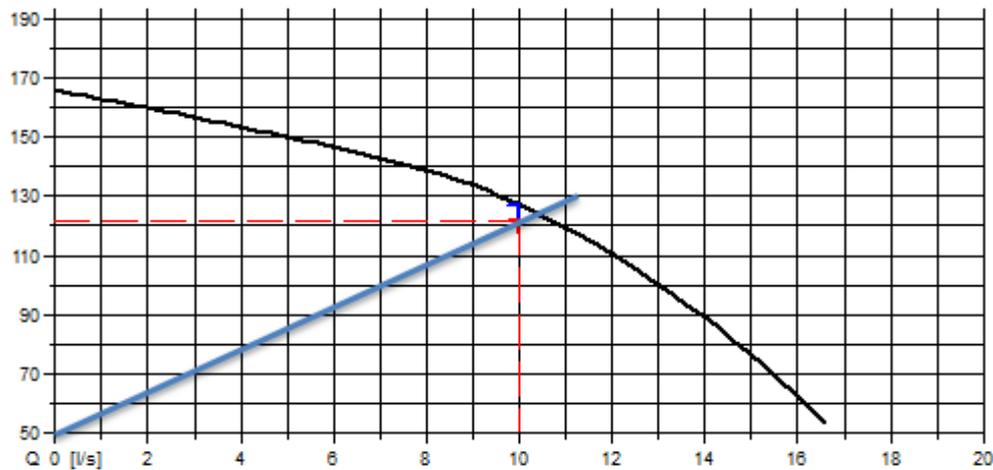


Figure (IV.3) : Réalisation du point de fonctionnement de la pompe du forage M12 par rognage

Donc le point d'intersection est ($Q_2=10.3 \text{ l/s}$, $H_2=125 \text{ m}$)

$$m_r = \left(\frac{Q_1}{Q_2} \right)^{1/2} = \left(\frac{H_1}{H_2} \right)^{1/2} = \mathbf{0.98} \quad \Rightarrow \quad r = 1 - 0.98 = 0.02 \text{ alors } r = \mathbf{2 \%}$$

La puissance absorbée est :

$$P = \frac{9.81 \times 0.01 \times 121.77}{0.706} = \mathbf{16.92} \quad \Rightarrow \quad F_{\text{exp}} = \mathbf{692190.44 \text{ DA}}$$

❖ **Modification de la vitesse de rotation de la pompe**

Pour trouver le point homologue du point désiré, on trace la courbe caractéristique de la pompe et la courbe iso-rendement qui est donnée par :

$$H_3 = a_e \cdot Q^2$$

La valeur du coefficient (a_e) est :

$$a_e = \frac{H_{mt}}{Q_1^2} = \frac{121.77}{10^2} = \mathbf{1.22}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau (IV.4) et la figure (IV.4) ci-après :

Tableau (IV.4) : Coordonnées de la courbe caractéristique de la pompe du forage M12

Q	0	2	4	6	8	10	12	14	16
Hp	167	160	154	148	139.6	127	110	89	60.5
H _C	0	4.88	19.52	43.92	78.08	122	175.68	239.12	312.32

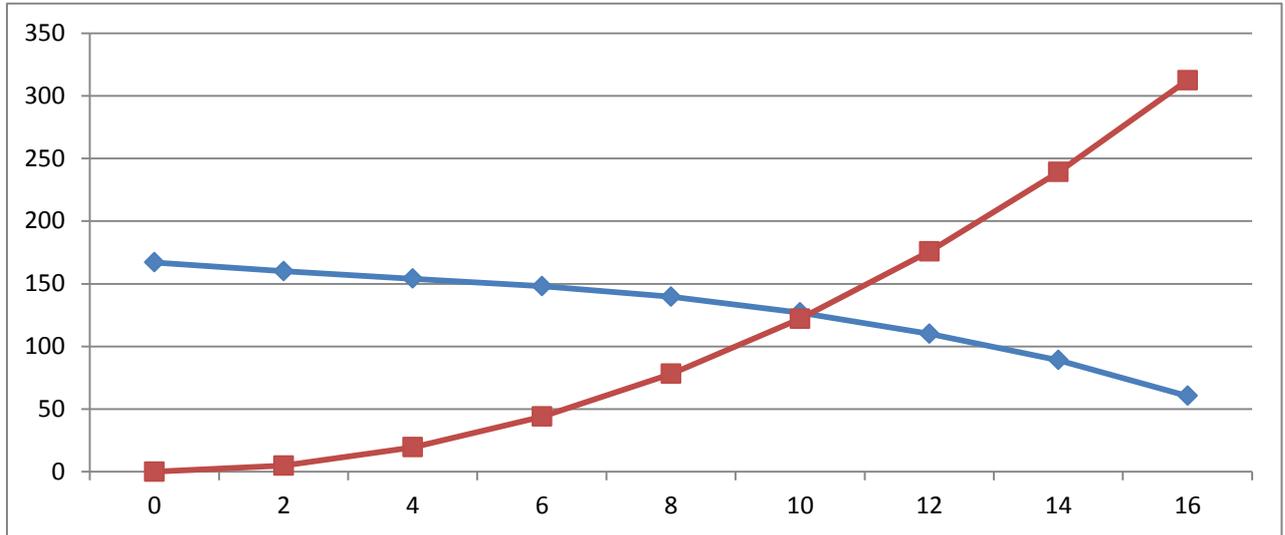


Figure (IV.4) : Caractéristiques du point de fonctionnement pour la pompe du forage M12

D'après les lois de similitude :

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

Avec :

$$\begin{aligned} N_1 &= 2900 \text{ t/mn} \\ Q_1 &= 0.01 \text{ m}^3/\text{s} \\ Q_3 &= 0.0102 \text{ m}^3/\text{s} \\ N' &= 2843.14 \text{ tr/mn} \end{aligned}$$

La puissance absorbée par la pompe sera :

$$P = \frac{g \times Q_1 \times H_1}{\eta} = \frac{9.81 \times 0.01 \times 121.77}{0.706}$$

D'où : **P = 16.92 KW**

Les frais d'exploitation seront :

$$F_{\text{exp}} = E \cdot e \text{ (DA)} ; (e = 4,67 \text{ DA})$$

Avec $E = P \cdot T_1 \cdot 365 = 6.25 \cdot 24 \cdot 365 = 148220.65$ D'où $F_{\text{exp}} = 692190.44 \text{ DA}$

Le choix final de la pompe du forage M12 se fait après la comparaison entre les résultats obtenus par les deux catalogues cités précédemment. Les résultats sont donnés dans le tableau (IV.5) suivant :

Tableau (IV.5) : Résultats de l'étude des variantes pour la pompe du forage M12

Variantes	CAPRARI	ROVATTI
Temps de pompage (h)	-	24
Puissance (kw)	-	17.65
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	-	722047.38
Vannage (m)	-	5.23
Puissance (kw)	-	17.65
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	-	722047.38
Rognage de la roue (%)	-	2
Puissance (kw)	-	16.92
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	-	692190.44
Vitesse de rotation (tr/mn)	2900	2843.14
Puissance (kw)	16.7	16.92
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	683183.64	692190.44

On opte pour la pompe donnée par le catalogue CAPRARI, qui présente une puissance minimale.

De la même façon on termine le choix des pompes optimales pour le réseau.

IV.8.1.2. Forage M1 bis

➤ Caractéristiques de la conduite

Les caractéristiques du tronçon M1 bis-SP sont représentées dans le tableau (IV.6) ci-après :

Tableau (IV.6) : Caractéristiques de la conduite M1 bis- SP

Caractéristiques	Q (l/s)	H_g (m)	Δht (m)	Hmt (m)
M1bis- SP	0.018	136.42	10.78	147.2

Les caractéristiques de la pompe donnée par les deux catalogues sont mentionnées dans (Annexe (7,8)) et le tableau (IV.7) ci-dessous :

Tableau (IV.7) : Caractéristiques de la sélection de la pompe du forage M1 bis

Caractéristiques de la pompe	CAPRARI	ROVATTI
Type	E8S50/11A+MC850	10ER2/6D-855
Description	Pompe semi-axiale 11 étages	Pompe radiale 6 étages
Débit (l/s)	18.2	18
Hmt (m)	147	157.3
Rendement (%)	75.6	75.7
Vitesse de rotation (tr/mn)	2900	2900
$NPSH_r$ (m)	3.15	2.95
Puissance (kw)	34.8	40

Le choix de la pompe optimale pour le forage M1 bis est effectué d'après la comparaison des résultats obtenus par l'étude des variantes récapitulées dans le tableau (IV.8) ci-après :

Tableau (IV.8) : Résultats de l'étude des variantes pour la pompe du forage M1 bis

Variantes	CAPRARI	ROVATTI
Temps de pompage (h)	23.73	24
Puissance (kw)	34.72	36.69
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	1420224.24	1501050.63
Vannage (m)	3	10.1
Puissance (kw)	35.04	36.54
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	1433283.04	1495125.43
Rognage de la roue (%)	0.6	4
Puissance (kw)	34.34	34.33
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	1404617.38	1404670.4
Vitesse de rotation (tr/mn)	2868.13	2747.36
Puissance (kw)	34.38	34.34
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	1406528.43	1404821.93

D'après le tableau ci-dessus on remarque que la puissance minimale est donnée par le rognage mais du point de vue pratique nous procéderons à la modification du temps de pompage de la pompe donnée par le catalogue CAPRARI.

IV.8.1.3. Forage M11

➤ *Caractéristiques de la conduite*

Les caractéristiques du tronçon M11-SP sont représentées dans le tableau (IV.9) ci-après :

Tableau (IV.9) : Caractéristiques de la conduite M11- SP

Caractéristiques	Q (l/s)	H_g (m)	Δht (m)	Hmt (m)
M11- SP	20	152.9	20.1	173

Les caractéristiques de la pompe donnée par les deux catalogues sont mentionnées dans (Annexe (9,10)) et le tableau (IV.10) ci-dessous :

Tableau (IV.10) : Caractéristiques de la sélection de la pompe du forage M11

Caractéristiques de la pompe	CAPRARI	ROVATTI
Type	E8S55/11K+MC870	10ER2/7A-870
Description	Pompe semi-axiale 11 étages	Pompe radiale 7 étages
Débit (l/s)	21.4	20
Hmt (m)	176	186.4
Le rendement (%)	75.4	76.1
Vitesse de rotation (tr/mn)	2900	2900
NPSH _r (m)	2.95	3.42
Puissance (kw)	48.6	51.5

Le choix de la pompe optimale pour le forage M11 est effectué d'après la comparaison des résultats obtenus par l'étude des variantes récapitulées dans le tableau (IV.11) ci-après :

Tableau (IV.11) : Résultats de l'étude des variantes pour la pompe du forage M11

Variantes	CAPRARI	ROVATTI
Temps de pompage (h)	22.42	24
Puissance (kw)	49	48.05
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	1873532.848	1965989.71
Vannage (m)	11	10.4
Puissance (kw)	48.07	48.06
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	1966517.773	1966096.15
Rognage de la roue (%)	2	3
Puissance (kw)	45.076	44.6
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	1844043.31	1824657.83
Vitesse de rotation (tr/mn)	2829.27	2768.5
Puissance (kw)	45.016	44.6
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	1841597.629	1824657.83

D'après ces résultats, nous procéderons au changement de la vitesse de rotation de la pompe donnée par le catalogue ROVATTI.

IV.8.1.4. Forage M2 bis

➤ Caractéristiques de la conduite

Les caractéristiques du tronçon M2 bis- SP sont représentées dans le tableau (IV.12) suivant :

Tableau (IV.12) : Caractéristiques de la conduite M2 bis- SP

Caractéristiques	Q (l/s)	H_g (m)	Δht (m)	Hmt (m)
M2 bis- SP	30	150.47	13.1	163.57

Les caractéristiques de la pompe donnée par les deux catalogues sont mentionnées dans (Annexe (11,12)) et le tableau (IV.13) ci-dessous :

Tableau (IV.13) : Caractéristiques de la sélection de la pompe du forage M2 bis

Caractéristiques de la pompe	CAPRARI	ROVATTI
Type	E9S55/8A + MC8100	8E3/11BN-890
Description	Pompe semi-axiale 8 étages	Pompe semi-axiale 11 étages
Débit (l/s)	30.2	30
Hmt (m)	164	168.6
Le rendement (%)	78.9	77
Vitesse de rotation (tr/mn)	2900	2900
$NPSH_r$ (m)	4.88	5.87
Puissance (kw)	61.8	66

Le choix de la pompe optimale pour le forage M2 bis est effectué d'après la comparaison des résultats obtenus par l'étude des variantes récapitulées dans le tableau (IV.14) ci-après :

Tableau (IV.14) : Résultats de l'étude des variantes pour la pompe du forage M2 bis

Variantes	CAPRARI	ROVATTI
Temps de pompage (h)	23.84	24
Puissance (kw)	61.58	64.44
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	2502523.092	2636198.41
Vannage (m)	0	5.03
Puissance (kw)	61.25	64.44
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	2505698.88	2636198.41
Rognage de la roue (%)	1	1.31
Puissance (kw)	61.25	62.42
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	2505698.88	2557550.262
Vitesse de rotation (tr/mn)	2900	2861.84
Puissance (kw)	61.17	62.52
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	2502523.09	2557550.26

D'après ces résultats, nous procéderons à la modification du temps de pompage de la pompe donnée par le catalogue CAPRARI.

IV.8.1.5. Pompe de la station de pompage

A. Choix de la pompe

➤ Caractéristiques de la conduite

Les caractéristiques du tronçon SP-Réservoir Bir Louhichi sont représentées dans le tableau (IV.15) suivant :

Tableau (IV.15) : Caractéristiques de la conduite SP-Réservoir Bir Louhichi

Caractéristiques	Q (l/s)	H_g (m)	Δh_t (m)	Hmt (m)
SP-Réservoir Bir Louhichi	77.4	81.53	2.86	84.39

Le catalogue ROVATTI ne donne aucune pompe qui répond aux caractéristiques demandées.

Les caractéristiques de la pompe donnée par le catalogue CAPRARI sont mentionnées dans (Annexe (13)) et le tableau (IV.16) ci-dessous :

Tableau (IV.16) : Caractéristiques de la sélection de la pompe de la station de pompage

Caractéristiques de la pompe	CAPRARI	ROVATTI
Type	PM 150/ 3 A	-
Description	Centrifuge multicellulaire a axe horizontale	-
Débit (l/s)	81.04	-
Hmt (m)	84.6	-
Le rendement (%)	79.7	-
Vitesse de rotation (tr/mn)	1450	-
$NPSH_r$ (m)	3.01	-
Puissance (kw)	84.7	-

Le catalogue CAPRARI nous donne une pompe avec un débit supérieur au débit des forages.

Pour cela on opte pour un choix d'un autre type, qui est la pompe immergée qui nous assurera les caractéristiques demandées avec un coût moins cher

B. Installation de la pompe

La pompe sera installée horizontalement recouverte d'une chemise de refroidissement (Vu que la largeur de la bêche d'eau de la station est très grande par rapport au diamètre de la pompe, donc la vitesse du fluide ne sera pas en mesure de refroidir le moteur), qui est une conduite en PVC de longueur de 3 m et de diamètre de 300 mm, qui sera posé sur des socles en béton. Des sondes de protection seront aussi installées pour arrêter la pompe quand l'eau atteindra un niveau bas.

L'installation de la pompe est présentée dans la figure (IV.5) ci-après :

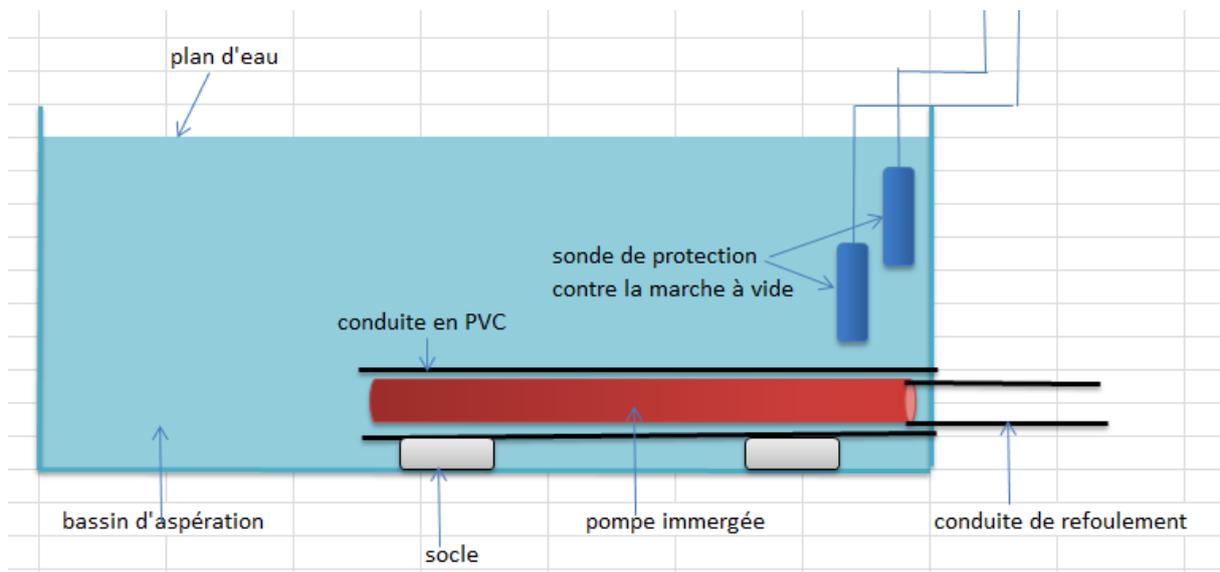


Figure (IV.5) : Schéma de l'installation de la pompe immergée dans la bêche de la station de pompage

Les caractéristiques de la pompe immergée donnée par les deux catalogues sont données dans (Annexe (14,15)) et le tableau (IV.17) ci-après :

Tableau (IV.17) : Caractéristiques de la sélection de la pompe de la station de pompage SP

Caractéristiques de la pompe	CAPRARI	ROVATTI
Type	E12S55/3A + M10125	12E3/3G-10125
Description	Pompe semi-axiale 3 étages	Pompe semi-axiale 3 étages
Débit (l/s)	77.4	77.4
Hmt (m)	84.4	87.2
Le rendement (%)	78.1	80.7
Vitesse de rotation (tr/mn)	2900	2900
NPSH _r (m)	10.7	8.6
Puissance (kw)	81.7	90

Le choix de la pompe optimale pour la station de pompage est effectué d'après la comparaison des résultats obtenus par l'étude des variantes récapitulées dans le tableau (IV.18) ci-après :

Tableau (IV.18) : Résultats de l'étude des variantes pour la pompe de la SP

Variantes	CAPRARI	ROVATTI
Temps de pompage (h)		24
Puissance (kw)	–	75.93
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)		3106211.01
Vannage (m)		2.81
Puissance (kw)	–	75.93
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)		3106211.01
Rognage de la roue (%)		1.64
Puissance (kw)	–	79.4
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)		3248242.22
Vitesse de rotation (tr/mn)	2900	3453.23
Puissance (kw)	81.7	79.4
Frais d'exploitation F_{exp} (DA)	2785234.7	3248242.22

On opte pour la pompe donnée par le catalogue CAPRARI, qui présente une puissance minimale.

IV.9. Conclusion

Dans ce chapitre, on a utilisé des électropompes immergées. Le choix d'une pompe doit être fait en accord avec les caractéristiques hydraulique de l'installation envisagée, on a remarqué que ce n'est pas le cas pour certaines pompes, d'où on a opté pour quelques modifications.

L'analyse des différentes variantes conduit à prendre en considération la variante qui donne la puissance absorbée la plus petite de toutes les variantes étudiées, la solution la plus économique.

Par mesure de sécurité, les pompes immergées sont toujours placées à 2 m au-dessous du niveau dynamique, donc la cavitation est vérifiée.

V.1. Introduction

Le rôle de la conduite est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux flexions longitudinales, aux efforts d'ovalisations, à l'agressivité des sols et aussi aux surpressions et dépression, qui 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.

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

V.2. Analyse du coup de bélier

V.2.1. Définition du coup de bélier

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'énergie dues aux frottements [8,9].

V.2.2. Causes du coup de bélier

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes [8] :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupe électro-pompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, ou d'un démarrage d'une pompe ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction.

V.2.3. Conséquences du coup de bélier

Les conséquences de ce phénomène sont les suivantes [7,8] :

- Déboitement des conduites ;
- Détérioration des joints ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration des revêtements intérieurs ;
- Rupture de la conduite, éclatement du à la surpression et l'écrasement qui est du a la dépression.

V.2.4. Moyens de protection contre le coup de bélier

Les appareils anti-bélier devront avoir pour effet :

- De limiter la dépression ;
- De limiter la surpression.

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- **Volant d'inertie** : Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.
- **Soupape de décharge** : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.
- **Réservoirs d'air** : Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier.
- **Cheminée d'équilibre** : Elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

V.3. Définition des pressions

La pression est une notion physique fondamentale parfaitement définie comme étant le rapport d'une unité de force sur une unité de surface.

En hydraulique, la notion de pression est largement utilisée, mais elle est complexe car elle comprend plusieurs définitions selon les normes, les règles de l'art ou les régimes d'écoulement auxquelles on se réfère, on distingue :

V.3.1. Pression maximale de service

La Pression Maximale de Service (PMS) est la pression dynamique la plus élevée en régime permanent sur le réseau. Cette valeur peut être variable sur un réseau de refoulement-distribution et qui plus est, variée dans le temps. Si cette pression est invariable dans le temps, la pression dynamique devient la Pression de Service (PS).

V.3.2. Pression de service

La Pression de Service (PS) est la pression dynamique d'un réseau lorsque ce dernier n'a qu'un seul régime de fonctionnement. Ces conditions sont rarement atteintes, le régime est souvent variable, ce terme de pression est donc à proscrire notamment auprès des fournisseurs.

V.3.4. Pression statique

La pression statique est la pression supportée par le tuyau à débit nul. Cette pression est facile à définir lorsqu'il s'agit d'un simple refoulement sur un réservoir et particulièrement difficile à définir dans le cas d'un refoulement-distribution.

V.3.5. Pression de fonctionnement admissible

La Pression de Fonctionnement Admissible (PFA) est la pression hydrostatique maximale à laquelle un composant est capable de résister de façon permanente en service. Cette pression est Cette norme est établie notamment dans la norme en 805.

V.3.6. Pression nominale

La Pression Nominale (PN) est la pression qui sert souvent dans le dimensionnement d'une canalisation en PVC ou en PEHD. Cette valeur est exprimée en bar (pour l'élément de canalisation ou de robinetterie) comme étant la pression pour laquelle l'équipement est capable de supporter une pression sans défaillance et avec une sécurité convenable pendant un temps à une température donnée. Cette pression varie dans le temps et selon la température, il faut donc prendre beaucoup de précaution lorsque l'on utilise cette notion pour dimensionner un réseau. Lorsque des paramètres, connus ou mal connus, ajoutent leurs effets à ceux de la pression statique, la durée de vie de la canalisation risque de s'en trouver diminuée par rapport aux conditions de références normalisées.

V.3.7. Pression maximale admissible

Selon la norme EN 805, la Pression Maximale Admissible (PMA), est la pression y compris le coup de bélier, à laquelle un composant est capable de résister lorsqu'il y est soumis de façon intermittente en service.

Remarque : pour les conduites en PEHD le coefficient de sécurité de la conduite peut aller jusqu'à 20%.

V.4. Etude du coup de bélier

V.4.1. Calcul de la célérité d'ondes

La célérité de l'onde est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous [8] :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k_c * \frac{D}{e}}} \quad (\text{V.I})$$

Avec :

- C : Célérité d'onde (m/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (mm) ;
- e : Epaisseur de la conduite (mm) ;
- k : Coefficient dépendant des matériaux constituant la canalisation, $k_c=83$ pour le PEHD.

V.4.2. Valeurs numériques du coup de bélier

L'étude du coup de bélier se fait pour les deux cas suivant [5 ,8] :

A. 1^{er} cas : Fermeture brusque

Le temps de fermeture est :

$$T_f < \frac{2L}{a} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

- $\frac{2L}{a}$: Temps d'aller et retour de l'onde.

La valeur maximale du coup de bélier est :

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

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m) ;
- a : Célérité de l'onde (m/s) ;
- V_0 : Vitesse de l'eau dans la conduite en régime normal (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

La valeur maximale de la pression – surpression :

$$H_s = H_0 + B \quad (\text{V.4})$$

La valeur minimale de la pression-dépression :

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

Où :

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

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement (m) ;
- 10 : Pression atmosphérique (m).

B. 2^{ème} cas : Fermeture lente

Le temps de fermeture :

$$T_f > \frac{2L}{a} \quad (\text{V.7})$$

La valeur du coup de bélier est :

$$B = \frac{2.L.V_0}{g.T_f} \quad (V.8)$$

La valeur du coup de bélier lors d'une fermeture brusque étant plus importante que celle de la fermeture lente, on s'intéressera au cas de la fermeture brusque.

V.5. Calcul de coup de bélier pour les différents tronçons

L'étude consiste à calculer les surpressions et dépressions dans les différents tronçons, et vérifier que ces valeurs n'influencent pas sur le réseau.

V. 5.1. Calcul du coup de bélier pour les tronçons de refoulement

➤ Caractéristiques des conduites

Les caractéristiques des conduites de refoulement sont mentionnées dans le tableau (V.1) suivant :

Tableau (V.1) : Caractéristiques des conduites de refoulement

Tronçons	D _{ext} (mm)	L (m)	e (mm)	V (m/s)
M12 - SP	160	385	14.6	0.74
M1 bis - SP	200	1167	18.2	0.86
M11 - SP	200	1762	18.2	0.95
M2 bis - SP	250	1562	22.7	0.91
Sp - R _{Bir Louhichi}	400	788	23.7	0.79

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons de refoulement sont données dans le tableau (V.2) ci-après :

Tableau (V.2) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (partie refoulement)

Tronçons	a (m/s)	T _f (s)	B (m)	Hg (m)	H0 (m)	Hs (m)	Hd (m)	PN (bar)	PMS (bar)	Matériaux
M12-SP	351.81	2.19	26.54	117.97	127.97	154.51	101.43	16	19.2	PEHD
M1bis-SP	351.25	6.64	30.79	136.42	146.42	177.21	115.63	16	19.2	PEHD
M11-SP	351.25	10.03	34.02	152.9	162.9	196.92	128.88	16	19.2	PEHD
M2bis-SP	351.62	8.88	32.62	150.47	160.47	193.09	127.85	16	19.2	PEHD
SP-R _{bir louhichi}	276.37	5.7	22.26	81.53	91.53	113.79	69.27	10	12	PEHD

➤ Interprétation des résultats

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que le long de la chaîne refoulement, les dépressions sont toutes positives, par contre il existe dans les tronçons M11-SP et M2 bis-SP, une surpression supérieure à la pression maximale du service de la conduite, c'est pourquoi on optera pour le dimensionnement d'un réservoir d'air comme moyen de protection.

Pour les deux tronçons M1bis-SP et SP-R_{bir louhichi} on remarque que les surpressions sont faibles et ne dépassent pas la pression maximale du service de la conduite en PEHD, donc cela ne nécessitent pas une protection anti-bélier.

V.5.2. Calcul du coup de bélier pour les tronçons gravitaires

➤ Caractéristiques des conduites

Les caractéristiques des conduites gravitaires sont mentionnées dans le tableau (V.3) suivant :

Tableau (V.3) : Caractéristiques des conduites gravitaires

Tronçons	D _{int} (mm)	L (m)	e (mm)	V (m/s)
R _{Bir} - R _{Heddada}	200	1852	18.2	1.76
R _{Bir} - BC ₀₁	200	775	11.9	1.31
BC ₀₁ - BC ₀₂	200	1099	11.9	1.31
BC ₀₂ - R _{Dhamnet}	200	3502	11.9	1.31
R _{Dhamnet} - R _{koudiet}	250	12496	14.8	0.79

Les valeurs numériques du coup de bélier dans les tronçons gravitaire sont données dans le tableau (V.4) ci-après :

Tableau (V.4) : Calcul de la valeur maximale du coup de bélier (partie gravitaire)

Tronçons	a (m/s)	T _f (s)	B (m)	Hg (m)	H ₀ (m)	H _s (m)	H _d (m)	PN (bar)
R _{bir} -R _{Heddada}	351.25	10.55	63.02	132.71	142.71	195.73	69.69	16
R _{bir} -BC ₀₁	277.01	5.60	36.99	54.11	64.11	91.10	17.12	10
BC ₀₁ -BC ₀₂	277.01	7.93	36.99	71.81	81.81	108.80	34.82	10
BC ₀₂ -R _{dhamnet}	277.01	25.28	36.99	64.97	74.97	101.96	27.98	10
R _{dhamnet} -R _{koudiet-el assa}	276.25	90.47	22.25	59.66	69.66	81.91	37.41	10

➤ Interprétation des résultats

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que le long de la chaîne gravitaire, les dépressions sont toutes positives, par contre il existe dans les tronçons R_{bir} - R_{Heddada}, BC₀₁-BC₀₂ et BC₀₂-R_{dhamnet}, une surpression supérieure à la pression nominale de la conduite, c'est pourquoi on optera pour une vanne à fermeture lente comme moyen de protection.

V.6. Choix du moyen de protection

V.6.1. Cas de refoulement

Pour les conduites refoulement, nous utiliserons un réservoir d'air, qui est un réservoir cylindrique contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et de l'eau dans sa partie inférieure. Il est placé à l'aval de la pompe. Ce réservoir permet l'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe.

La procédure de calcul du réservoir d'air selon la méthode de Bergeron se présente comme suit :

➤ Calcul de la variation du volume d'air

La variation du volume d'air du réservoirs est exprimé par le volume correspondant de l'eau que ce réservoir écoule vers la conduite ou reçoit de la conduite au cours du régime

transitoire, il s'agit du volume qui circule dans la conduite de refoulement de section (S) pendant un temps (T_f) d'un aller retour de l'onde et avec une vitesse moyenne (V_m) donc :

La variation du volume d'air

$$\Delta U = S \times V_m \times T \quad (\text{V.9})$$

Avec :

- ΔU : Variation du volume d'air (m^3) ;
- S : Section de la conduite (m^2) ;
- T : Temps mis par une onde, pour faire un aller-retour dans la conduite ;
- V_m : Vitesse moyenne en (m/s).

La vitesse moyenne sera :

$$V_m = \frac{V_0 + V_f}{2} \quad (\text{V.10})$$

Avec :

- V_0 : Vitesse du régime d'écoulement dans la conduite avant la disjonction ;
- V_f : Vitesse finale choisie à la fin de T.

➤ **Calcul du volume d'air du réservoir**

Le volume d'air du réservoir se calcul selon, les relations suivantes :

$$U = U_0 + \Delta U \quad \text{quand l'eau monte} \quad (\text{V.11})$$

$$U = U_0 - \Delta U \quad \text{quand l'eau descend} \quad (\text{V.12})$$

Avec :

- U : Volume d'air du réservoir.
- U_0 : Volume d'air choisi arbitrairement au départ en m^3 .

➤ **Calcul de la pression dans le réservoir d'air**

La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de Poisson

$$(Z_0 + \delta_0) * U_0^{1,4} = ZU^{1,4} \quad (\text{V.13})$$

Avec :

- δ_0 : Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal ;
- Z_0 : Pression absolue ;
- U_0 : Volume d'air initial ;
- V : Volume nouveau de l'air ;
- Z : Pression dans le réservoir d'air.

➤ **Calcul des pertes de charge dans la tuyère**

- **Cas de la montée de l'eau**

A la limite de l'arrêt brusque, l'eau continue sa montée vers le réservoir d'accumulation pendant un temps t mais avec une vitesse décroissante. Dans notre cas on a opté pour un dispositif d'étranglement qu'est la tuyère, Le coefficient de débit de la tuyère est de l'ordre de 0.92.

Le rapport des vitesses est comme suit :

$$\frac{V_1}{V_f} = \frac{D^2}{(0,92 * d')^2} = K' \quad (\text{V.14})$$

Avec :

- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- d' : Diamètre de la veine liquide contracté dans la tuyère (m) ;
- V_1 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (m/s) ;
- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite de refoulement (m/s) ;
- d : Diamètre de la tuyère (m).

Le diamètre de la tuyère (d) : sera choisi de telle manière que le coefficient K reste compris entre 15 et 20.

On a:

$$m' = \left[\frac{d'}{D} \right]^2 \quad (\text{V.15})$$

$$\Delta h_1 = \frac{c' * K'}{2g} * v_f^2 \quad (\text{V.16})$$

- **Cas de la descente de l'eau**

Dans ce cas, la tuyère agit comme un ajutage rentrant de Borda avec un coefficient de contraction de 0.5. Alors, comme précédemment le rapport de la vitesse V_2 de l'eau dans la tuyère et celle dans la conduite est :

$$\frac{V_2}{V_f} = \frac{2D^2}{(d')} = K'' \quad (\text{V.17})$$

Avec :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère (m/s).

On a:

$$m'' = \frac{1}{2} \left[\frac{d'}{D} \right]^2 \quad (\text{V.18})$$

$$\Delta h_2 = \frac{c'' * K''}{2g} * v_f^2 \quad (\text{V.19})$$

La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe (16)).

V.6.1.1. Application de calcul pour les tronçons

➤ Tronçon M11 – SP

Les résultats de calcul du réservoir d'air sont :

Diamètre de la conduite : $D= 200$ mm

Diamètre de la tubulure : $d= 100$ mm

Diamètre de la tuyère : $d'= 50$ mm

A. Cas de la montée de l'eau

- Le rapport des vitesses (cas de la montée) : $K'= 19$
- vitesse de l'eau de la tuyère : $V_1= 19*V_f$
- Le rapport : $m'= 0.212$
- D'après la planche (Annexe (16)) : $C' = 0.59$
- La perte de charge à la montée : $\Delta h_1= 40.71 V_f^2$

B. Cas de la descente de l'eau

- Le rapport des vitesses (cas de la descente) : $K''= 32$
- vitesse de l'eau de la tuyère : $V_2 = 32*V_f$
- Le rapport : $m'' = 0,125$
- D'après la planche (Annexe (16)) : $C''= 0.78$
- La perte de charge à la descente : $\Delta h_2= 11.5 V_f^2$

Les caractéristiques du réservoir d'air du tronçon M11- SP en utilisant la méthode de BERGERON sont représentées dans le tableau (V.5) ci-après, L'épure de BERGERON et la variation de pression sont illustrés par les deux figures (V.1) (V.2) respectivement ci-après :

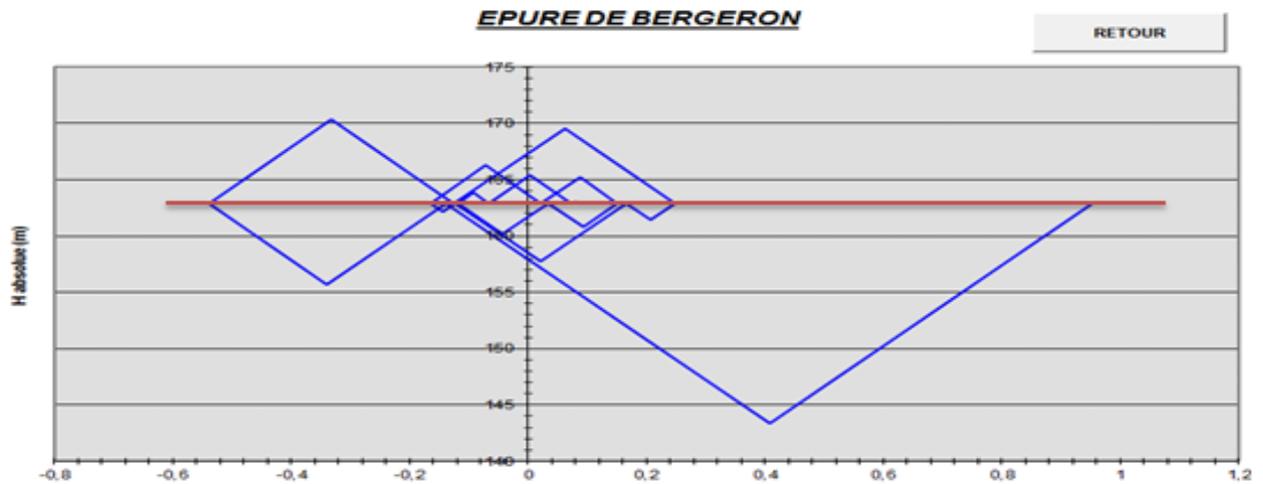


Figure (V.1) : Epure de Bergeron pour le troncons M11-SP

➤ **Interpretation des résultats**

D'après la figure ci-dessus on remarque que la surpression a enregistré une valeur de **6.78 m**, et on a enregistré une dépression maximale de **15,36 m**.

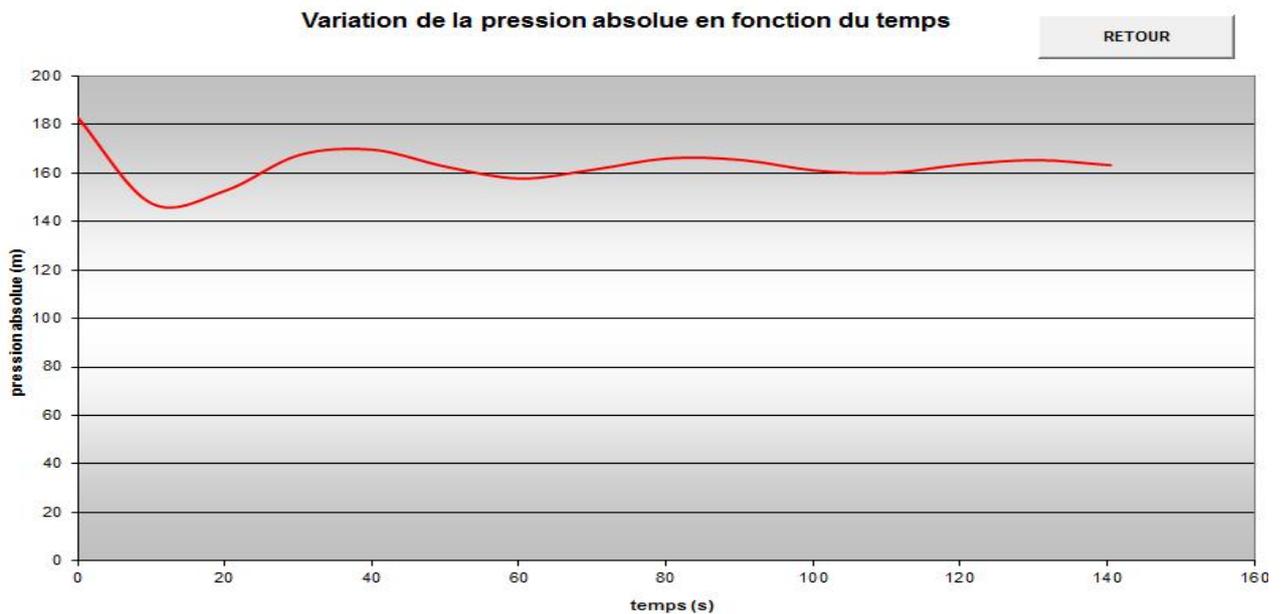


Figure (V.2) : Variation de la presssion absolue en fonction du tempt pour le troncons M11-SP

➤ **Interpretation des résultats**

D'après la figure (V.2) on remarque que le phénomène du coup de bélier s'est amorti au fil du temps.

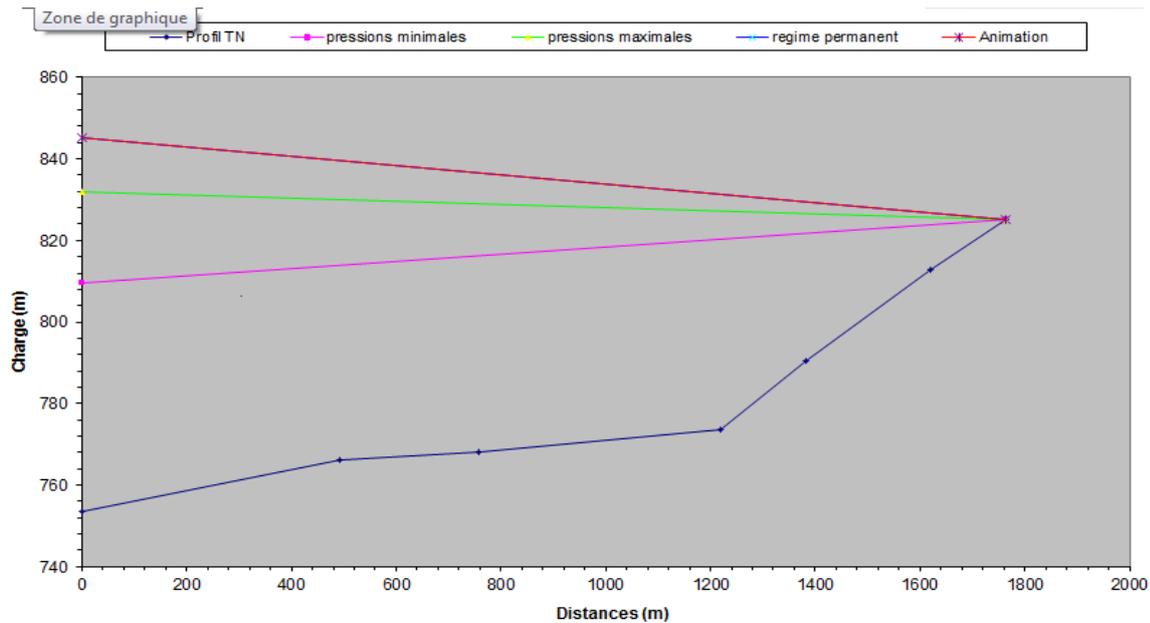


Figure (V.3): L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire pour le tronçon M11-SP

➤ **Tronçon M2 bis – SP**

Les résultats de calcul du réservoir d'air sont :

Diamètre de la conduite : $D= 250$ mm

Diamètre de la tubulure : $d= 130$ mm

Diamètre de la tuyère : $d'= 70$ mm

A. Cas de la montée de l'eau

- Le rapport des vitesses (cas de la montée) : $K^1= 15$
- vitesse de l'eau de la tuyère : $V_1= 15 \cdot V_f$
- Le rapport : $m^1= 0.25$
- D'après la planche (Annexe (16)) : $C^1= 0.565$
- La perte de charge à la montée : $\Delta h_1= 25.5 V_f^2$

B. Cas de la descente de l'eau

- Le rapport des vitesses (cas de la descente) : $K^2= 26$
- vitesse de l'eau de la tuyère : $V_2= 26 \cdot V_f$
- Le rapport : $m^2= 0.145$
- D'après la planche (Annexe (16)) : $C^2= 0.73$
- La perte de charge à la descente : $\Delta h_2= 8.94 V_f^2$

Les caractéristiques du réservoir d'air du tronçon M2 bis- SP sont représentées dans (Annexe (17,18 et 19)).

V.5.1.2. Dimensionnement des réservoirs d'air

➤ Tronçon M11 – SP

D'après le tableau (V.5) :

- U_{\max} : Le volume maximal d'air dans la cloche ($U_{\max} = 1.07$)
- U_{\min} : Le volume minimal d'air dans la cloche ($U_{\min} = 0.92$)

Le volume de la cloche sera calculé comme suit :

$$-V_t = 1.2 * U_{\max} = 1.2 * 1.07 = 1.284 \text{ m}^3.$$

En conclusion, on opte pour un réservoir d'air de 1.5 m^3 .

➤ Tronçon M2 bis – SP

Le volume de la cloche sera calculé comme suit : (Annexe (17))

$$V_t = 1.2 * U_{\max} = 1.2 * 1.47 = 1.764 \text{ m}^3.$$

Avec :

- V_t : Volume total de la cloche ;
- U_{\max} : Le volume maximal d'air dans la cloche ($U_{\max} = 1.47$)
- U_{\min} : Le volume minimal d'air dans la cloche ($U_{\min} = 1.23$)

En conclusion, on opte pour un réservoir d'air de 2 m^3 .

V.6.2. Cas gravitaire

Pour les conduites gravitaires nous utiliserons les vannes à fermetures lentes. La formule de Michaud donne le temps de fermeture théorique ; comme on ne réalise pas de vannes assurant une variation du débit en fonction du temps, il faut majorer sensiblement le temps trouvé (par exemple le doubler).

Une vanne à fermeture lente ne protège pas la conduite contre un arrêt intempestif de la pompe, ou contre l'obstruction accidentelle par un corps étranger.

Le temps de fermeture :

$$T_f > \frac{2L}{a}$$

La valeur du coup de bélier :

$$B = \frac{2.L.V_0}{g.T_f}$$

V.6.2.1. Calcul du temps de fermeture de la vanne pour les tronçons

Le temps de fermeture de la vanne dans les tronçons gravitaire est donné dans le tableau (V.7) ci-après :

Tableau (V.5) : Calcul du temps de fermeture de la vanne (partie gravitaire)

Tronçons	L (m)	V (m/s)	a (m/s)	T _f (s)	B (m)	T _f (s)	B (m)	Hs (m)	Hd (m)	PN (bar)
R _{bir} -R _{hedada}	1852	1.76	351.25	10.55	60.41	25	26.58	159,29	106.13	16
BC ₀₁ -BC ₀₂	1099	1.31	277.01	7,93	36.99	12	24.46	96.27	43.62	10
BC ₀₂ R _{dhamnet}	3502	1.31	277.01	25,28	36,99	29	32.25	97.22	29,94	10

➤ **Interprétation des résultats**

D'après le tableau ci-dessous on remarque que les valeurs de surpressions calculées avec le nouveau temps de fermeture de la vanne sont inférieures aux valeurs des pressions nominales.

V.7. Pose des canalisations et accessoires

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées.

Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites.

V.7.1. Principe de pose des canalisations

Le choix du type de pose des conduites s'effectue en fonction de la topographie du terrain et les différents types rencontrés :

- ✓ Pose en terre ;
- ✓ Pose en mauvais terrains ;
- ✓ Pose en galerie ;
- ✓ Pose en pentes ;
- ✓ Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- ✓ Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- ✓ Passage de ponts ;
- ✓ Traversée de rivière.

A. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçons successifs, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

B. Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite ou désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

C. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà des 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.

D. Pose en pente

Au delà d'une certaine pente (25%), 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, lès deux techniques pouvant être associées.

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.

E. Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas** : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.
- **Deuxième cas** : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

F. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution qui dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au dessus d'un mètre minimum des tuyaux d'eau usée.

G. Passage de ponts

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- Le supportage ;
- L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation ;
- L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- La protection contre le gel si nécessaire.

Il existe deux grands principes de poses que l'on choisie en fonction du type d'ouvrage :

- Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- Canalisation indépendante de l'ouvrage

V.7.2. Différentes étapes de mise en place des canalisations

V.7.2.1. Réalisation des fouilles

A. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

B. La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge. Cette distance varie de 0.8 à 1.20 m.

C. Lit de pose

Recouvert d'un lit de pose de 0.2 m à 1.15 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Constitué selon la nature du sol par :

- Gravier, dans un terrain ordinaire ;
- Pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- Par un lit béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

D. Fond de fouille

Sauf cas particulier, le fond de fouille est réglé avec une longitudinale au moins 4‰, ce qui permet une montée de l'air en chaque point haut.

En terrains peu accidentés, cette valeur minimale une succession de montées et descentes est réalisée, chaque point haut étant muni d'un dispositif d'évacuation d'air (ventouse) et chaque point bas d'un dispositif de décharge (vidange).

V.7.2.2. Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subis des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

V.7.2.3. Epreuve des joints et des canalisations principales

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après mise en pression préalable de 5 minutes, faite à la pression d'épreuve, il est procédé à l'ouverture de la (des) purge (s), disposée (s) à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre, afin de vérifier qu'il n'existe aucun obstacle (robinet, vanne fermée) à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé. La pression est rétablie par la suite à la pression d'épreuve, pendant le temps prescrit, toutes les précautions étant prises pour minimiser les coups de bélier dans la conduite.

Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas être supérieure à 20 kPa.

V.7.2.4. Essai général du réseau

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Cette mise en pression dure 48 heures, alors la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2%.

V.7.2.5. Remblaiement de la tranchée

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

- L'enrobage ;
- Le remblai supérieur.

V.7.3. Accessoires

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement ;
- Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- Protéger les canalisations ;
- Changer la direction ;
- Raccorder deux conduites ;
- Changer le diamètre ;
- Soutirer les débits.

Ces différents organes et accessoires sont :

- ✓ Vannes de sectionnement ;
- ✓ Ventouses ;
- ✓ Conduite by-pass ;
- ✓ Poteaux ou bouches d'incendie ;
- ✓ Crépines ;
- ✓ Vidange.

V.8. Conclusion

A travers ce chapitre, nous nous sommes étendu sur le mode de calcul du réservoir d'air, où notre choix de protection pour la partie refoulement s'est porté sur ce dernier vu sa large utilisation, peu encombrant, il trouve facilement sa place à l'usine d'élévation où il est surveillé régulièrement.

La pose des conduites est une opération qui doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux, une mauvaise pose va se répercuter sur le rendement du réseau et sur les frais d'entretien qui vont augmenter par contre une pose convenable permet une stabilité très importante et une durée d'exploitation allongée.

VI.1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération. Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela, les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums et ils seront dimensionnés en conséquence.

Dans ce présent chapitre, on prévoit de dimensionner le réseau de distribution en eau potable de la région de M'NAIR I, en exploitant le logiciel EPANET.

VI.2. Classification des réseaux de distribution

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution dont [8] :

- ✓ Réseau ramifié ;
- ✓ Réseau maillé ;
- ✓ Réseau étagé.

VI.3. Conception d'un réseau de distribution

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons [5] :

- ✓ L'emplacement des quartiers ;
- ✓ L'emplacement des consommateurs ;
- ✓ Le relief ;
- ✓ Le souci d'assurer un service souple et précis.

VI.4. Choix du système de distribution

Dans l'alimentation en eau potable, on distingue deux principaux systèmes de distributions :

- ✓ Système à réservoir de tête ;
- ✓ Système à contre réservoir ou à injection directe.

Vu la configuration du terrain du site, nous avons opté dans notre étude pour le système à réservoir de tête.

VI.5. Choix du type de matériaux

Dans le but du bon choix de type de matériau ; on prend en compte les paramètres suivants :

- ✓ Le diamètre ;
- ✓ La pression du service à supporter par le matériau ;
- ✓ Les conditions de pose ;
- ✓ Le prix ;
- ✓ La durée de vie du matériau ;
- ✓ La disponibilité de ce dernier sur le marché ;

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD.

VI.6. Description du réseau de distribution

La distribution en eau potable de la zone de Mnair I se fera par gravité, à partir du réservoir de Bir Louhichi d'une capacité de 1200 m³ situé à une cote de 902,53 m. Vu le caractère rural de la localité, le relief du terrain qui est accidenté et aussi la dispersion des habitations, l'ossature du réseau sera ramifié d'un linéaire total de 5595.67 m comme représenté dans la figure (VI.1) ci-dessus :

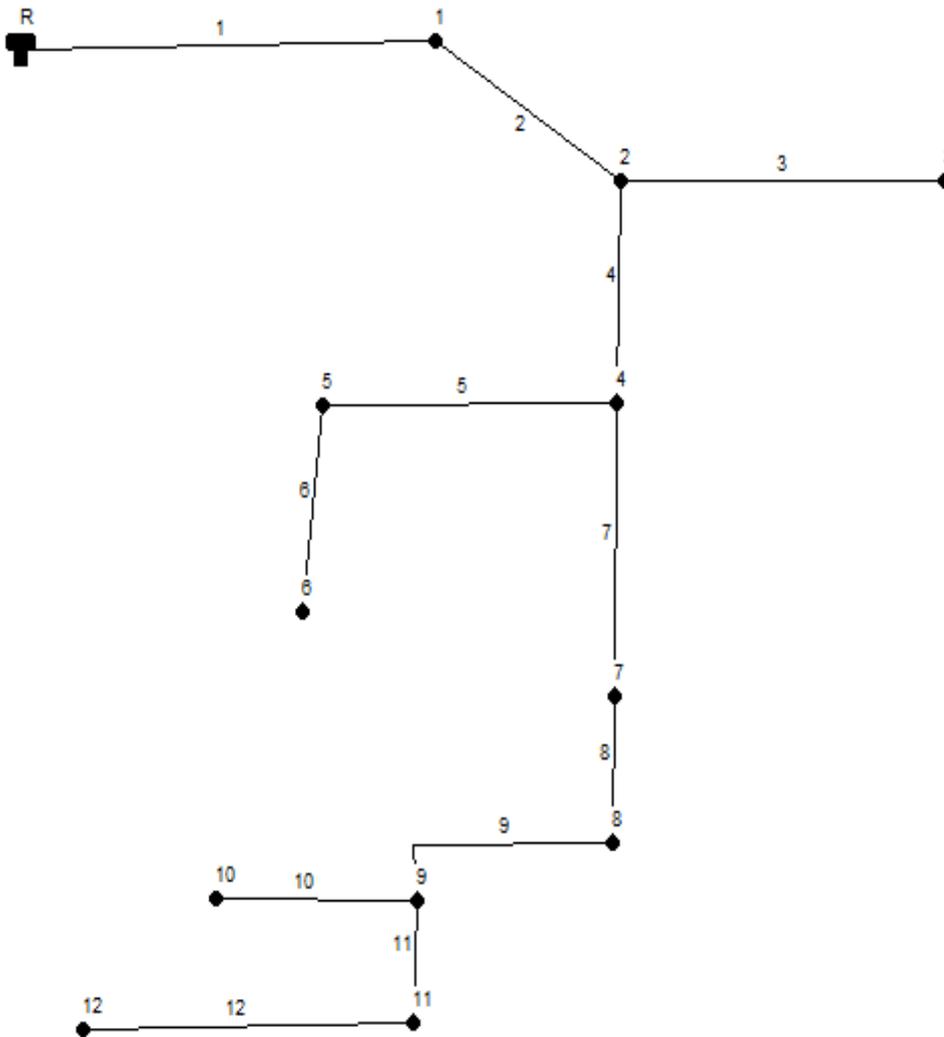


Figure (VI.1) : Schéma descriptif de la distribution de la zone de M'nair I

VI.7. Dimensionnement du réseau de distribution

Le dimensionnement du réseau de distribution a pour but de réaliser des canalisations qui devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, une vitesse admissible de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles [8].

VI.7.1. Détermination des débits du réseau

Le système de distribution avec un réservoir de tête est caractérisé par deux cas :

- cas de pointe ;
- cas de pointe plus incendie.

Vu les caractéristiques de la zone et la valeur du débit de pointe on va procéder pour le cas de pointe.

VI.7.1.1. Débit spécifique

Pour le calcul on admet que l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution [5].

$$Q_s = Q_p / \sum L_i \quad (VI.1)$$

Avec :

- Q_s : Débit spécifique (l/s) ;
- Q_p : Débit de pointe (l/s) ;
- L_i : La longueur du tronçon i (m).

VI.7.1.2. Débit de route

Le débit de route de chaque tronçon est un débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante [5] :

$$Q_r = Q_s * L_{ij} \quad (VI.2)$$

Avec :

- Q_s : Débit de route (l/s) ;
- Q_p : Débit spécifique (l/s) ;
- L_i : La longueur du tronçon (i-j) (m).

VI.7.1.3. Débit aux nœuds

les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante [5] :

$$Q_n = 0,5 \sum Q_r + \sum Q_c \quad (VI.3)$$

Avec :

- Q_n : Débit au nœud en (l/s) ;
- Q_c : Débit concentré au nœud en aval en (l/s).

VI.7.2. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH :

$$H_L = J \times L = \lambda \times L \times \frac{V^2}{2 \times g \times D_n} \quad (VI.4)$$

Avec :

- V : est la vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s) ;
- g : l'accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) ;

- L : longueur de la conduite (m) ;
- D : diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge), donné par la formule de COLEBROOK

Pour déterminer le coefficient des pertes de charges aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes (annexe (17)).

✓ **Régime turbulent rugueux**

Il est donné par la formule de NIKURADAZI :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \times \text{Ln}(K/D))^{-2} \quad (\text{VI.5})$$

✓ **Régime transitoire**

Il est donné par la formule de COLEBROOK :

$$(1/\lambda) = -2 \times \log \times [(K / (3,71 \times D)) + (2,51 \times (\text{Re} \times \sqrt{\lambda}))] \quad (\text{VI.6})$$

Avec :

- K : La rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau ;
- D : Le diamètre du tuyau (m) ;
- Re : Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

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

Où :

- ν : Viscosité cinématique de l'eau.

VI.7.3. Calcul des pressions

Connaissant les cotes des différents extrémités des différents tronçons de notre réseau, ainsi que leurs pertes de charge, nous pouvons déterminer les pressions exercées au sol, telle que :

$$P_j = C_{pj} - C_{tj} \quad (\text{VI.8})$$

Avec :

- P_j : La pression au sol du point considéré (m) ;
- C_{pj} : La cote piézométrique du même point considéré (m) ;
- C_{tj} : La cote du terrain du point considéré (m).

La cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - H_{l(ij)} \quad (\text{VI.9})$$

Avec :

- C_{pi} : La cote piézométrique du point i (m) ;
- $H_{l(ij)}$: La perte de charge dans le tronçon ij, l'écoulement s'effectue de i vers j (m).

VI.7.4. Calcul de la vitesse

La vitesse est donnée par la formule :

$$V = [(4 * Q) / (\pi * D^2)] \quad (VI.10)$$

Avec :

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

VI.8. Calcul des différents débits du réseau

Les résultats des calculs des différents débits du réseau sont donnés dans le tableau (VI.1) suivant :

Tableau (VI.1) : Résultats du calcul des différents tronçons du réseau

N ^o de nœud	Tronçon	L (m)	Q _P (l/s)	Q _S (l/s)	Q _r (l/s)	Q _n (l/s)
11	11-12	134.4	8.64	0.001544	0.207520	0.202525
9	9-10	127.93	8.64	0.001544	0.197530	1.104289
	9-11	332.01	8.64	0.001544	0.512640	0.256320
8	8-9	970.44	8.64	0.001544	1.498407	0.957944
7	7-8	270.38	8.64	0.001544	0.417480	0.318066
5	5-6	99.15	8.64	0.001544	0.153092	0.095754
4	4-5	24.88	8.64	0.001544	0.038415	0.142129
	4-7	141.61	8.64	0.001544	0.218652	0.109326
2	2-4	17.61	8.64	0.001544	0.027190	0.515117
	2-3	88.41	8.64	0.001544	0.136509	0.068254
1	1-2	561.28	8.64	0.001544	0.866644	2.616276
	R-1	2827.57	8.64	0.001544	4.365909	2.182954
Totaux		5595.67		0.001544	8.639994	8.559014

VI.9. Simulation du réseau

A l'aide du logiciel EPANET qui est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique, et également d'un point de vue qualité de l'eau.

On fait entrer les débits et les altitudes de chaque nœud, ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque conduites, après on lance la simulation du réseau et suite à plusieurs essais des diamètres de conduites, dans le but d'avoir des vitesses dans l'intervalle (0.5m/s – 1.5m/s) pour chaque conduite, et aussi des pressions aux différents nœuds qui ne dépasse pas 60 m.c.e. Cependant, notre choix s'est porté sur des conduites en PEHD PN 10 (Annexe (2)).

Les résultats de simulation des tronçons sont regroupés dans le tableau (VI.2) et la figure (VI.2) ci-après :

Tableau (VI.2) : Résultats de simulation des tronçons donnés par EPANET

ID Arc	L (m)	D _{int} (mm)	Rugosité (mm)	V (m/s)	Pert.Charge Unit. (m/km)
Tuyau 12	134.4	28	0.01	0.17	2.03
Tuyau 11	332.01	28	0.01	0.5	13.15
Tuyau 10	127.93	28	0.01	0.16	1.86
Tuyau 9	970.44	44	0.01	0.99	25.48
Tuyau 8	270.38	55.4	0.01	1.02	20.27
Tuyau 7	141.61	55.4	0.01	1.16	25.23
Tuyau 6	99.15	28	0.01	0.12	1.07
Tuyau 5	24.88	28	0.01	0.28	4.83
Tuyau 4	17.61	55.4	0.01	1.29	30.63
Tuyau 3	88.41	28	0.01	0.11	0.75
Tuyau 2	561.28	66	0.01	1.08	17.91
Tuyau 1	2827.57	110.2	0.01	0.66	3.96

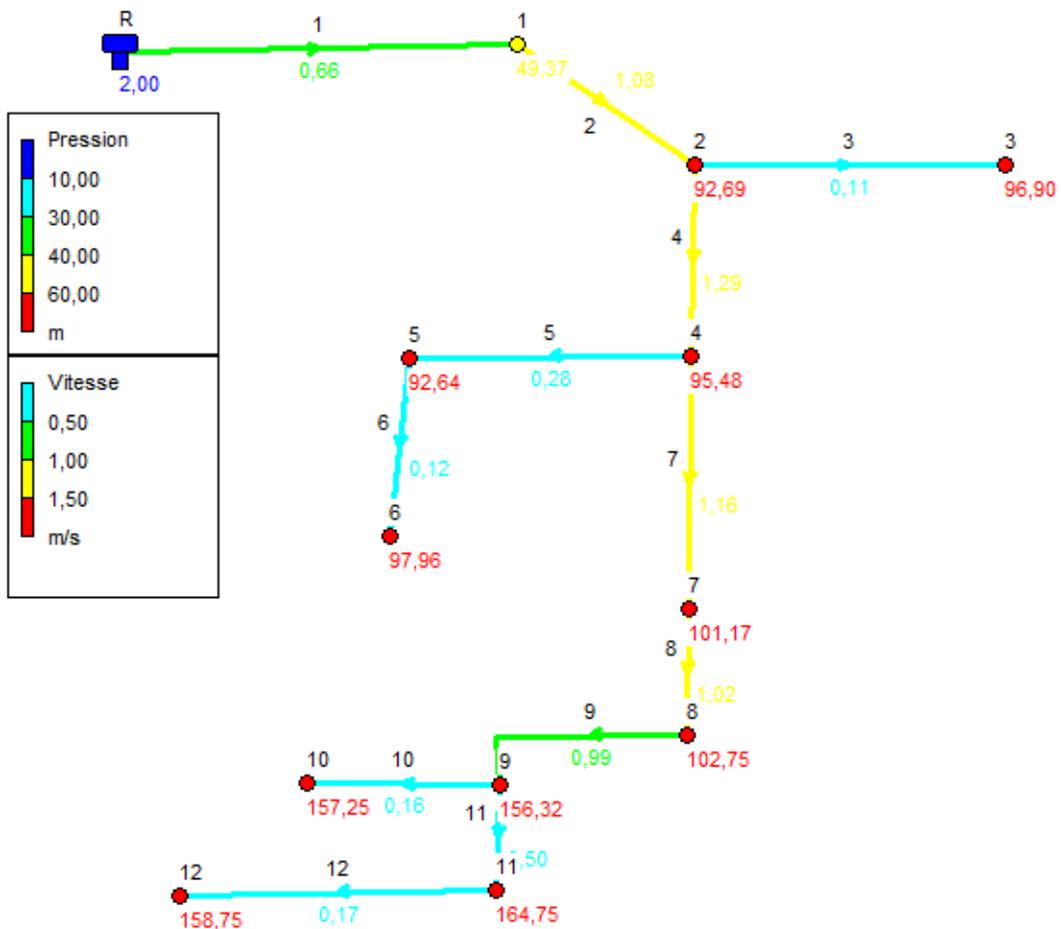


Figure (VI.2) : Etats des nœuds et des arcs avant le vannage

Les résultats des pressions et des charges au niveau des nœuds sont donné dans le tableau (VI.3) ci-après :

Tableau (VI.3) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds

ID Nœud	Altitude (m)	Demande de Base (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 12	685.6	0.10376	844.35	158.75
Nœud 11	679.87	0.20252	844.62	164.75
Nœud 10	691.5	0.09876	848.75	157.25
Nœud 9	692.67	1.10428	848.99	156.32
Nœud 8	770.97	0.95794	873.72	102.75
Nœud 7	778.03	0.31806	879.2	101.17
Nœud 6	784.59	0.07654	882.55	97.96
Nœud 5	790.01	0.09575	882.65	92.64
Nœud 4	787.29	0.142129	882.77	95.48
Nœud 3	786.35	0.06825	883.25	96.9
Nœud 2	790.62	0.51517	883.31	92.69
Nœud 1	844	2.616276	893.37	49.37
Réservoir 1	902.53	-	904.57	2

Vu les pressions élevées dans le réseau à partir du nœud 2 jusqu'au nœud 12, on doit placer des réducteurs de pression afin d'obtenir des pressions inférieures à 6 bars dans chaque nœud

Donc on a placé deux réducteurs de pression de 7 bars dans les tuyaux 2 et 9 pour diminuer les pressions.

Les résultats de simulation des tronçons donnés par EPANET après vannage sont donnés dans le tableau (VI.4) et la figure (VI.3) suivants :

Tableau (VI.4) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds après le vannage

ID Nœud	Altitude (m)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 12	685.6	729.13	43.53
Nœud 11	679.87	729.41	49.54
Nœud 10	691.5	733.53	42.03
Nœud 9	692.67	733.77	41.1
Nœud 8	770.97	813.77	42.8
Nœud 7	778.03	819.26	41.22
Nœud 6	784.59	822.6	38.01
Nœud 5	790.01	822.71	32.7
Nœud 4	787.29	822.83	35.54
Nœud 3	786.35	823.3	36.95
Nœud 2	790.62	823.37	32.75
Nœud 1	844	893.37	49.37
Réservoir 1	902.53	904.57	2

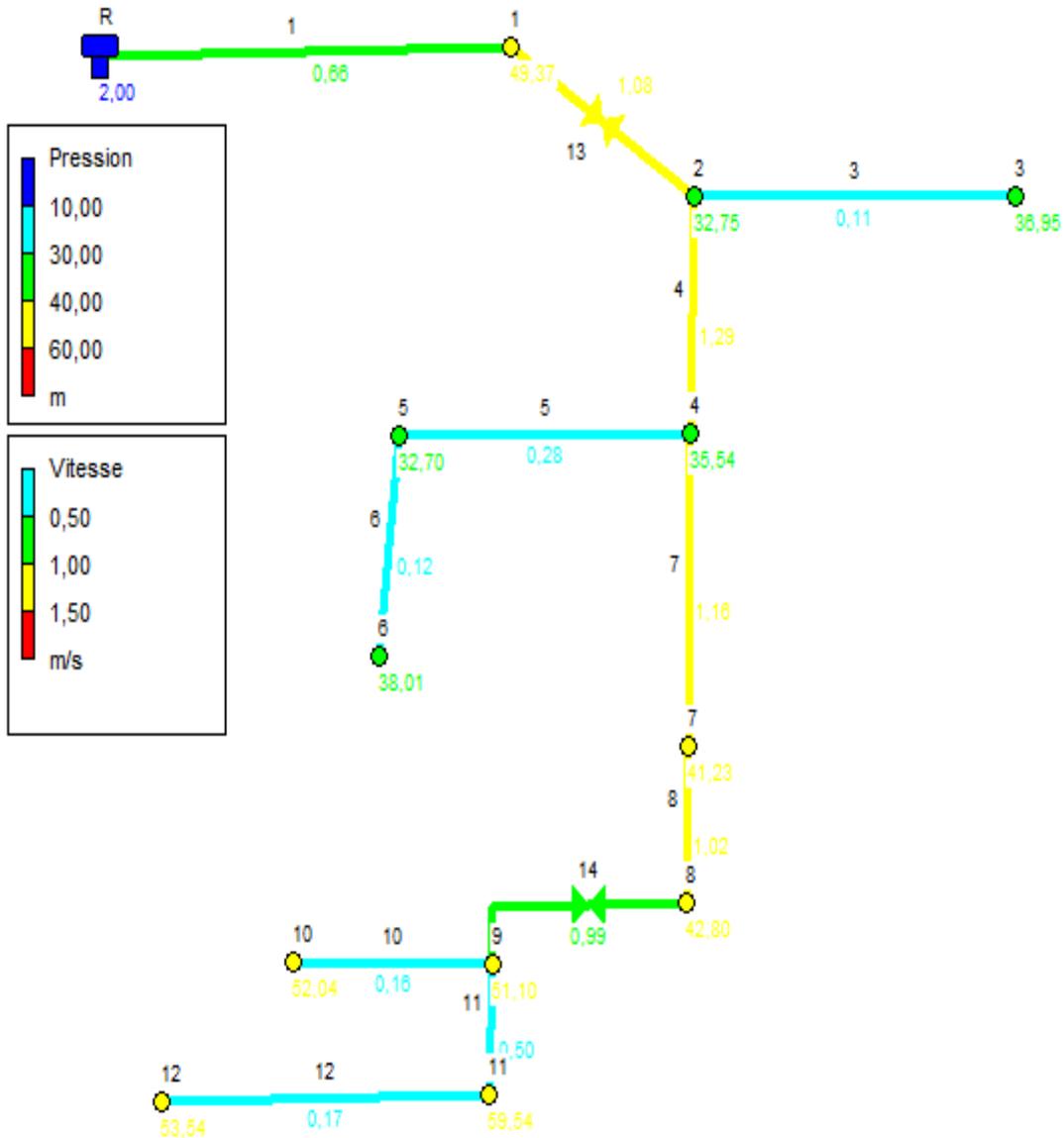


Figure (VI.3) : Etats des nœuds et des arcs après le vannage

VI.10. Conclusion

A travers ce chapitre nous avons dimensionné le réseau de distribution de la zone de M'nair I dont le réseau est du type ramifié, suite au calcul des différents débits (Q_p , Q_s , Q_r et Q_n) et à l'aide du logiciel EPANET, on a introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et les diamètres pour chaque conduite. Après avoir lancé la simulation du réseau pour voir son comportement de point de vue vitesse et pression, on a remarqué qu'il se trouve dans certains tronçons des pressions élevés ce qui nous oblige d'installer des réducteurs de pressions.

VII.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons passer du travail théorique qui se résume dans le calcul et l'établissement des différents plans concernant ce projet et ces principaux paramètres (forage, adduction, ouvrage de stockage, distribution,...ect) a un travail plus pratique qui consiste à la réalisation de ce projet étudié.

Pour arriver aux fins demandées, nous devons traiter deux volets principaux :

- Quantification de tous les éléments constituant ce projet.
- Estimation des différents éléments constituant ce projet.

VII.2. Méthodes de calcul

VII.2.1. Déblais d'excavation

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers, sachant que [7] :

$$S_{\text{déb}} = b_t \times h_t \quad (\text{VII.1})$$

Où :

- $S_{\text{déb}}$: Surfaces de déblais de chaque coupe (m^2);
- b_t : Largeur de la tranchée (m);
- h_t : Profondeur de la tranchée(m).

$$V_{\text{déb}} = S \times L_{\text{déb}} \quad (\text{VII.2})$$

Où :

- $V_{\text{déb}}$: Volume de déblais entre deux consécutives (m^3);
- $L_{\text{déb}}$: Longueur de la tranchée (m).

VII.2.1.1. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être en minimum de 0.6 m afin de faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.3 m d'espace de chaque côté de celle-ci. Dans notre cas, la largeur du fond de la tranchée est calculée par la formule suivante [7] :

$$b_t = (L_t \times 2) + D_n \quad (\text{VII.3})$$

Où :

- B_t : Largeur de la tranchée en (m) ;
- D_n : Diamètre de la conduite (m) ;
- L_t : Distance entre la conduite et le toit de talus, L_t égale à 0.3 m.

D'où :

$$b_t = 0.6 + D_n \quad (\text{VII.4})$$

VII.2.1.2. Profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les risques de dégâts qui pourraient éventuellement être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge. La profondeur de la conduite doit aussi permettre la réalisation correcte des branchements particuliers et notamment empêcher toute intercommunication avec les autres conduites. Elle est calculée par la formule suivante :

$$h_t = e_s + D_n + h_{rem} \quad (VII.5)$$

Où :

- h_t : Profondeur de la tranchée (m) ;
- e_s : Hauteur de lit de pose en mètre ($e = 0,1m$) ;
- h_{rem} : Hauteur du remblai au-dessus de la conduite en mètre (entre 0,8m et 1,2m, on prendra $h=0.8m$).

D'où :

$$h_t = D_n + 0.9 \quad (VII.6)$$

VII.2.1.3. Lit de sable

Les conduites se posent sur un lit de sable de 0.1 m d'épaisseur, et ce, tout à la langue de notre réseau de distribution [7].

$$V_s = b_t \times e_s \times L_t \quad (VII.7)$$

Où :

- V_s : Volume du lit de sable (m^3) ;
- e_s : Epaisseur du lit de sable ($e_s = 0.1 m$) ;
- L_t : Longueur de la tranchée (m).

VII.2.1.4. Volume de la conduite

La pose des conduites dont la connaissance de la section est emportant pour la détermination du volume des remblais suit l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable [7].

$$S_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (VII.8)$$

Avec :

- S_c : Section de la conduite (m^2) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

$$V_c = S_c \times L_t \quad (VII.9)$$

Où :

- V_c : Volume de la conduite (m^3).

VII.2.2. Remblais compacté

Le volume des remblais sera le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable [7] :

$$V_r = V_{deb} - V_s - V_c \quad (VII.10)$$

Avec :

- V_r : Volume du remblai (m^3).

VII.2.3. Calcul du coût des travaux

Le prix unitaire des conduites tient compte des frais de fourniture, de pose et raccordement des tuyaux posés en fonde de fouille ainsi que les pièces spéciales telles que coude, tés, avec raccordement ...etc. et toutes sujétions des bonnes exécutions. Les accessoires, cependant, comme les vannes et les poteaux d'incendies, feront l'objet d'une estimation à part.

Le prix unitaire des vannes considère la fourniture et pose des vannes de vidange ou d'incendie, regards en béton armé, tampons en fonte et toute sujétions des bonnes exécutions.

VII.3. Quantification de tous les éléments constituant le projet

Dans cette partie l'objectif est de recenser toutes les éléments qui constituent l'ensemble du projet. Comme notre projet d'étude est formé par quatre parties essentielles (forages, adduction, ouvrages, et réseau distribution), il est nécessaire de traiter et de recenser les éléments constituant chaque partie indépendamment de l'autre, comme suit :

VII.3.1. Forages et station de pompage

VII.3.1.1. Forages

➤ Forage M12

Les caractéristiques de la pompe du forage M12 sont données dans le tableau (VII.1) :

Tableau (VII.1) : Caractéristiques de la pompe du forage M12

Type de pompe	Hmt	Q (l/s)	Colonne montante		
Immergée	121.77	10	type	L (m)	DN (m)
			filtre	75	0.08

Les équipements de surface de la pompe du forage M12 sont présentés dans le tableau (VII.2) ci-après :

Tableau (VII.2) : Equipements de surface de la pompe du forage M12

Clapet anti-retour		Vanne	Compteur volumétrique		Ventouse automatique		Manomètre à bain d'huile
PN (bar)	DN (m)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)	PN (bar)
16	0.15	0.16	16	0.16	16	0.065	16

➤ Forage M1 bis

Les caractéristiques de la pompe du forage M1 bis sont données dans le tableau (VII.3) ci-dessous:

Tableau (VII.3) : Caractéristiques de la pompe du forage M1 bis

Type de pompe	Hmt	Q (l/s)	Colonne montante		
Immergée	147.2	18	type	L (m)	DN (m)
			filtre	75	0.08

Les équipements de surface de la pompe du forage M1 bis sont présentés dans le tableau (VII.4) ci-après :

Tableau (VII.4) : Equipements de surface de la pompe du forage M1 bis

Clapet anti-retour		Vanne	Compteur volumétrique		Ventouse automatique		Manomètre à bain d'huile
PN (bar)	DN (m)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)	PN (bar)
16	0.2	0.2	16	0.2	16	0.065	16

➤ **Forage M11**

Les caractéristiques de la pompe du forage M11 sont données dans le tableau (VII.5) :

Tableau (VII.5) : Caractéristiques de la pompe du forage M11

Type de pompe	Hmt	Q (l/s)	Colonne montante		
Immergée	173	20	type	L (m)	DN (m)
			filtre	75	0.1

Les équipements de surface de la pompe du forage M11 sont présentés dans le tableau (VII.6) ci-après :

Tableau (VII.6) : Equipements de surface de la pompe du forage M11

Clapet anti-retour		Vanne	Compteur volumétrique		Ventouse automatique		Manomètre à bain d'huile	Réservoir d'air	
PN (bar)	DN (m)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	V (l)	PN (bar)
16	0.2	0.2	16	0.2	16	0.08	16	1500	16

➤ **Forage M2 bis**

Les caractéristiques de la pompe du forage M2 bis sont données dans le tableau (VII.7) :

Tableau (VII.7) : Caractéristiques de la pompe du forage M2 bis

Type de pompe	Hmt	Q (l/s)	Colonne montante		
Immergée	163.57	30	type	L (m)	DN (m)
			filtre	75	0.1

Les équipements de surface de la pompe du forage M2 bis sont présentés dans le tableau (VII.8) ci-après :

Tableau (VII.8) : Equipements de surface de la pompe du forage M2 bis

Clapet anti retour		Vanne	Compteur volumétrique		Ventouse automatique		Manomètre à bain d'huile	Réservoir d'air	
PN (bar)	DN (m)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	V (l)	PN (bar)
16	0.25	0.25	16	0.25	16	0.08	16	2000	16

VII.3.1.2. Station de pompage

Les caractéristiques de la pompe de la station de pompage sont données dans le tableau (VII.9) ci-dessous :

Tableau (VII.9) : Caractéristiques de la pompe de la station de pompage

Type de pompe	Hmt	Q (l/s)	Volume de la bache (m ³)
Immergée	84.39	77.4	90

Les équipements de surface de la pompe de la station de pompage sont présentés dans le tableau (VII.10) ci-après :

Tableau (VII.10) : Equipements de surface de la pompe de la station de pompage

Clapet anti retour		Vanne	Compteur volumétrique		Ventouse automatique		Manomètre à bain d'huile
PN (bar)	DN (m)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)	PN (bar)
16	0.4	0.4	16	0.4	16	0.15	16

VII.3.2. Ouvrages de Génie Civil

VII.3.2.1. Ouvrage de stockage

Les caractéristiques des ouvrages de stockage sont mentionnées dans le tableau (VII.11) suivant :

Tableau (VII.11) : Caractéristiques des ouvrages de stockage

Réservoir projeté	type	Capacité (m ³)	Diamètre (m)
Bir Louhichi	Réservoir circulaire	1200	18
Dhamnet el Fhel	Réservoir circulaire	200	8
Koudiet el Assa	Réservoir circulaire	450	11

VII.3.2.2. Brise de charge

Les caractéristiques des brises de charge sont présentées dans le tableau (VII.12) ci-après :

Tableau (VII.12) : Caractéristiques des brises de charge

Brise de charge	Capacité projetée (m ³)
1	30
2	30

VII.3.3. Adduction

VII.3.3.1. Partie refoulement

➤ Tronçon M12- SP

Les caractéristiques du tronçon M12-SP sont mentionnées dans le tableau (VII.13) suivant :

Tableau (VII.13) : Caractéristiques du tronçon M12- SP

Matériau	PN (bar)	DN (m)	L (m)	Ventouse (1)		Vidange (1)	
				PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)
PEHD	16	0.16	385	16	0.065	16	0.16

➤ Tronçon M1 bis- SP

Les caractéristiques du tronçon M1 bis-SP sont mentionnées dans le tableau (VII.14) ci-après :

Tableau (VII.14) : Caractéristiques du tronçon M1 bis- SP

Matériau	PN (bar)	DN (m)	L (m)	Ventouse (2)		Vidange (2)	
				PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)
PEHD	16	0.2	1167	16	0.065	16	0.2

➤ Tronçon M11- SP

Les caractéristiques du tronçon M11-SP sont mentionnées dans le tableau (VII.15) ci-dessous :

Tableau (VII.15) : Caractéristiques du tronçon M11- SP

Matériau	PN (bar)	DN (m)	L (m)	Ventouse (3)		Vidange (2)	
				PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)
PEHD	16	0.2	1762	16	0.065	16	0.2

➤ Tronçon M2 bis - SP

Les caractéristiques du tronçon sont mentionnées dans le tableau (VII.16) ci-après :

Tableau (VII.16) : Caractéristiques du tronçon M2 bis- SP

Matériau	PN (bar)	DN (m)	L (m)	Ventouse (2)		Vidange (2)	
				PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)
PEHD	16	0.25	1562	16	0.08	16	0.25

➤ Tronçon SP- Réservoir Bir Louhichi

Les caractéristiques du tronçon SP-Réservoir Bir Louhichi sont mentionnées dans le tableau (VII.17) ci-dessous :

Tableau (VII.17) : Caractéristiques du tronçon SP-Réservoir Bir Louhichi

Matériau	PN (bar)	DN (m)	L (m)	Ventouse (1)		Vidange (2)	
				PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)
PEHD	10	0.4	788	10	0.15	10	0.4

➤ **Tronçon Réservoir Bir Louhichi- Réservoir Heddada**

Les caractéristiques du tronçon Réservoir Bir Louhichi-Réservoir Heddada sont mentionnées dans le tableau (VII.18) suivant :

Tableau (VII.18) : Caractéristiques du tronçon Réservoir Bir Louhichi-Réservoir Heddada

Matériau	PN (bar)	DN (m)	L (m)	Ventouse (2)		Vidange (2)	
				PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)
PEHD	16	0.2	1852	16	0.065	16	0.2

➤ **Tronçon Réservoir Bir Louhichi- Brise de charge BC₀₁**

Les caractéristiques du tronçon Réservoir Bir Louhichi-Brise de charge BC₀₁ sont mentionnées dans le tableau (VII.19) suivant :

Tableau (VII.19) : Caractéristiques du tronçon Réservoir Bir Louhichi-Brise de charge BC₀₁

Matériau	PN (bar)	DN (m)	L (m)	Ventouse (1)		Vidange (1)	
				PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)
PEHD	10	0.2	775	10	0.08	10	0.2

➤ **Tronçon Brise de charge BC₀₁- Brise de charge BC₀₂**

Les caractéristiques du tronçon Brise de charge BC₀₁- Brise de charge BC₀₂ sont mentionnées dans le tableau (VII.20) suivant :

Tableau (VII.20) : Caractéristiques du tronçon Brise de charge BC₀₁- Brise de charge BC₀₂

Matériau	PN (bar)	DN (m)	L (m)	Ventouse (1)		Vidange (1)	
				PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)
PEHD	10	0.2	1099	10	0.08	10	0.2

➤ **Tronçon Brise de charge BC₀₂ - Réservoir Dhamnet el Fhel**

Les caractéristiques du tronçon Brise de charge BC₀₂-Réservoir Dhamnet el Fhel sont mentionnées dans le tableau (VII.21) ci-après:

Tableau (VII.21) : Caractéristiques du tronçon Brise de charge BC₀₂-Réservoir Dhamnet el Fhel

Matériau	PN (bar)	DN (m)	L (m)	Ventouse (6)		Vidange (4)	
				PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)
PEHD	10	0.2	3502	10	0.08	10	0.25

➤ **Tronçon Réservoir Dhamnet el Fhel- Réservoir Koudiet el Assa**

Les caractéristiques du tronçon sont mentionnées dans le tableau (VII.22) ci-dessous :

Tableau (VII.22) : Caractéristiques du tronçon Réservoir Dhamnet el Fhel- Réservoir Koudiet el Assa

Matériau	PN (bar)	DN (m)	L (m)	Ventouse (23)		Vidange (6)	
				PN (bar)	DN (m)	PN (bar)	DN (m)
PEHD	10	0.25	12496	10	0.08	10	0.25

VII.3.4. Distribution

Les caractéristiques des tronçons de la distribution sont mentionnées dans le tableau (VII.23) ci-dessous :

Tableau (VII.23) : Caractéristiques des tronçons de la distribution

Matériau	D _{int} (m)	D _{ext} (m)	PN (bar)	L (m)
PEHD	0.028	0.032	10	134.4
PEHD	0.028	0.032	10	332.01
PEHD	0.028	0.032	10	127.93
PEHD	0.044	0.050	10	970.44
PEHD	0.0554	0.063	10	270.38
PEHD	0.0554	0.063	10	141.61
PEHD	0.028	0.032	10	99.15
PEHD	0.028	0.032	10	24.88
PEHD	0.0554	0.063	10	17.61
PEHD	0.028	0.032	10	88.41
PEHD	0.066	0.075	10	561.28
PEHD	0.1102	0.125	10	2827.57

Les pièces spéciales du réseau de la distribution sont données dans le tableau (VII.24) ci-après :

Tableau (VII.24) : Pièces spéciales du réseau de la distribution

PN	Vanne		TE		Coude		Bouchon		Cone de réduction		Réducteur de pression	
	D _n (mm)	N°=	D _n (mm)	N°=								
10	125	1	75	1	32	1	32	5	125/75	1	50	1
10	63	1	63	1	50	1	-	-	32/32	1	75	1
10	63	1	50	1	32	2	-	-	63/63	1	-	-
10	50	1	-	-	-	-	-	-	63/50	1	-	-
10	32	1	-	.	-	-	-	-	32/32	1	-	-
10	-	-	-	.	-	-	-	-	-	-	-	-

VII.4. Estimation du coût des éléments constituant le réseau étudié

Pour bien évaluer le coût d'un projet, il faut connaître les coûts unitaires, qu'il s'agisse d'investissements physiques (prix du mètre linéaire de canalisation posée) ou de prestations

intellectuelles. Une bonne partie de ces coûts unitaires peuvent être obtenus en analysant le coût de projets similaires. Deux recommandations à ce sujet :

Le prix unitaire dépend beaucoup de l'enclavement de la localité (difficulté de transport et d'approvisionnement en matériaux), mais aussi de la disponibilité du produit sur le marché local ainsi que la concurrence et de l'efficacité de la procédure de mise en concurrence (on estime qu'un appel d'offres bien conduit peut faire baisser les prix de 20 à 30%). Pour notre cas nous allons baser sur les prix unitaires proposées par les fournisseurs des produits en relation avec notre projet (en favorisant le produit local) pour réduire le coût total du projet.

VII.4.1. Coût des forages et de la station de pompage

Le coût des pompes et ses équipements est présenté dans le tableau (VII.25) ci-après :

Tableau (VII.25) : Coût des pompes et ses équipements

Désignation	Quantité	Unité	Prix unit (DA)	Totaux (DA)	
Pompe	Forage M12	1	-	600 000.00	600 000.00
	Forage M1 bis	1	-	600 000.00	600 000.00
	Forage M11	1	-	600 000.00	600 000.00
	Forage M2 bis	1	-	600 000.00	600 000.00
	Station de pompage	1	-	600 000.00	600 000.00
Colonne montante des forages	D _n =0.1 m	75*2	ml	4 000.00	600 000.00
	D _n =0.125 m	75*2	ml	4 000.00	600 000.00
Clapet anti-retour PN16 en fonte bridé	0.16 m	1	-	40 000.00	40 000.00
	0.2 m	2	-	60 000.00	120 000.00
	0.25 m	1	-	90 000.00	90 000.00
	0.4 m	1	-	250 000.00	250 000.00
Vanne PN16 en Fonte bridé	0.16 m	1	-	40 000.00	40 000.00
	0.2 m	2	-	50 000.00	100 000.00
	0.25 m	1	-	60 000.00	60 000.00
	0.4 m	1	-	350 000.00	350 000.00
Compteur volumétrique PN 16 en fonte bridé	0.16 m	1	-	50 000.00	50 000.00
	0.2 m	2	-	100 000.00	200 000.00
	0.25 m	1	-	150 000.00	150 000.00
	0.4 m	1	-	400 000.00	400 000.00
Réservoir d'air	1500 l	1	-	900 000.00	900 000.00
	2000 l	1	-	1 200 000.00	1 200 000.00
Manomètre à bain d'huile PN16	-	5	-	15 000.00	75 000.00
Ventouse automatique PN 16 en fonte bridé	0.16 m	1	-	80 000.00	80 000.00
	0.08 m	2	-	30 000.00	60 000.00
	0.065 m	2	-	25 000.00	50 000.00
-	-	-	Totaux	8 415 000.00	

VII.4.2. Coût des ouvrages en Génie Civil

Le coût des ouvrages en Génie Civil est donné dans le tableau (VII.26) suivant :

Tableau (VII.26) : Coût des ouvrages en Génie Civil

Désignation		Quantité	Unité	Prix unit (DA)	Totaux (DA)
Réservoir	1200 m ³	1	-	20 000 000.00	20 000 000.00
Réservoir	450 m ³	1	-	12 000 000.00	12 000 000.00
Réservoir	200 m ³	1	-	6 000 000.00	6 000 000.00
Brise de charge	30 m ³	2	-	1 500 000.00	3 000 000.00
-	-	-	-	Totaux	41 000 000.00

VII.4.3. Coût d'adduction

Le coût de l'adduction et de ses équipements est mentionné dans le tableau (VII.27) ci-après :

Tableau (VII.27) : Coût de l'adduction

Désignation	Quantité	Unité	Prix unit (DA)	Totaux (DA)
Déblais en terrain	24014.411	m ³	200	4802882.2
Pose de remblais	17249.5415	m ³	100	1724954.15
Pose de sable fin	2115.55	m ³	800	1692440.00
Soudure de canalisation	25388	ml	1500.00/0.1 m du diamètre	97 717 000.00
Pose du grillage avertisseur en bleu	25388.00	ml	30.00	761 640.00
Pose de ventouse automatique	42	-	7 500.00/0.02 m du diamètre	1 270 000.00
Pose de vanne de vidange	25	-	15 000.00/0.1 m du diamètre	395 000.00
Construction de regard en béton armé dosé à 350 kg/m ³ (0.85*0.85)	67	-	60 000.00	4 020 000.00
Fourniture et pose de canalisation	25388	ml	1026.15/0.11 m (PN 16) 665.64/0.11 m (PN 10)	80396724.06
			Totaux	192780640.06

VII.4.5. Coût de la distribution

Le coût de la distribution et de ses équipements est mentionné dans le tableau (VII.28) ci-après :

Tableau (VII.28) : Coût de distribution

Désignation	Quantité	Unité	Prix unit (DA)	Totaux (DA)
Déblais en terrain	4983.25	m ³	200	996 650.88
Pose de remblais	4464.17	m ³	100	446 416.54
Pose de sable fin	519.089	m ³	800	415 271.20
Fourniture et pose de canalisation	5190.89	ml	350/0.05 m du diamètre	3 779 761.00
Pose du grillage avertisseur en bleu	5190.89	ml	30	155 726.70
Fourniture et pose de vanne	5	-	10 000/ 50 mm du diamètre	60 000.00

Tableau (VII.28) : Coût de distribution (suite et fin)

Fourniture et pose TE en PEHD	3	-	1500/ 50 mm du diamètre	6 500.00
Fourniture et pose coude en PEHD	4	-	1000/ 50 mm du diamètre	4 500.00
Fourniture et pose cône de réduction	5	-	1000/50/40 mm du diamètre	9 000.00
Fourniture et pose bouchon en PEHD	5	-	500	2 500.00
Fourniture et pose réducteur de pression	2	-	12 000.00	24 000.00
Construction de regard en béton armé dosé à 350 kg/m ³ (0.85*0.85)	5	-	60 000.00	300 000.00
			Totaux	6 200 326.32

VII.4.2. Coût total du projet

Le coût total du projet est présenté dans le tableau (VII.29) ci-après :

Tableau (VII.29) : Coût total du projet

Elément	Prix (DA)
Forages et station de pompage	8 415 000.00
Ouvrage en génie civil	41 000 000.00
Adduction	192 780 640.06
Distribution	6 200 326.32
Total hors taxe	248395966.38
Taxe sur la valeur ajoutée (17 %)	42227314.2846
Le coût total	290623280.6646

VII.5. Conclusion

L'étude du devis quantitatif et estimatif du projet nous a permis d'avoir une idée sur le coût de réalisation de ce projet. Ce dernier se demande un montant de **290623280.6646 DA**, englobant tous les frais des travaux nécessaires aux différents éléments du projet ainsi que les accessoires.

Conclusion générale

Notre étude a englobée tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable, durant notre étude nous nous sommes intéressés au coté technico-économique afin d'assurer une bonne conception et réalisation du projet.

Cette étude d'approvisionnement en eau potable est faite pour l'horizon **2047**, dont la population de toute la zone d'étude atteindra **29308** habitants.

Après avoir estimé les différents besoins en eau, nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme, qui sont de **6687.89 m³/j** soit **77,4 l/s** ; sont bien satisfaits par rapport au débit journalier fournit par les ressources existantes (forages) dans la zone d'étude, qui est de **6739.2 m³/j**, soit de **78 l/s**.

La nature du relief exige l'implantation d'un réservoir au point le plus haut pour assurer la pression nécessaire, et l'alimentation gravitaire afin d'éviter l'installation de plusieurs stations de pompages.

Afin de transférer la quantité d'eau nécessaire vers la zone d'étude, nous avons projeté trois réservoirs de capacité de stockage de **450 m³**, **1200 m³** et **200 m³**.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi les diamètres les plus économiques à savoir **160, 200** (pour deux tronçons), **250**, et **400 mm** pour les conduites de refoulement et des diamètres avantageux de **200** (pour quatre tronçons), **et 250 mm**, avec des vitesses acceptables.

Concernant le matériau des conduites, nous avons opté pour Polyéthylène Haute Densité (PEHD), pour les avantages qu'il présente, comparativement aux autres matériaux.

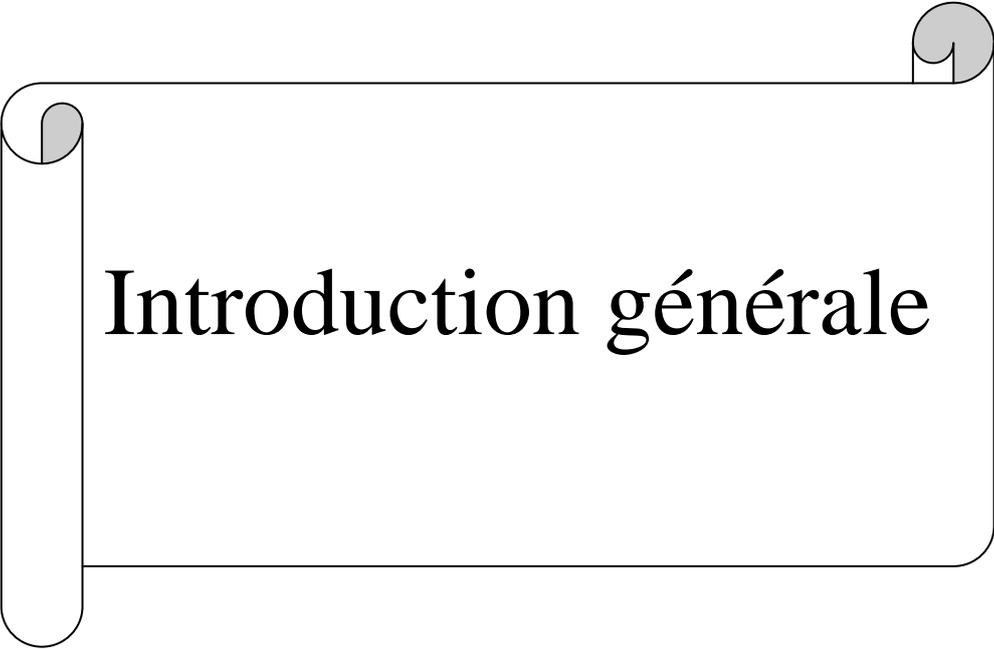
Le choix des pompes est effectué par la détermination du point de fonctionnement où l'énergie est la plus économique. Ce choix a été porté sur des électropompes immergées, et il a été réalisé par deux logiciels, CAPRARI et ROVATTI.

Après l'étude du coup de bélier, il s'est avéré que ce phénomène apparait dans deux tronçons, **(M11-SP) et (M2 bis-SP)**, avec une surpression supérieure à la pression maximale du service de la conduite. Afin d'éviter les différentes dégradations dues à ce phénomène (éclatement ou aplatissement), nous avons préconisé des réservoirs d'air.

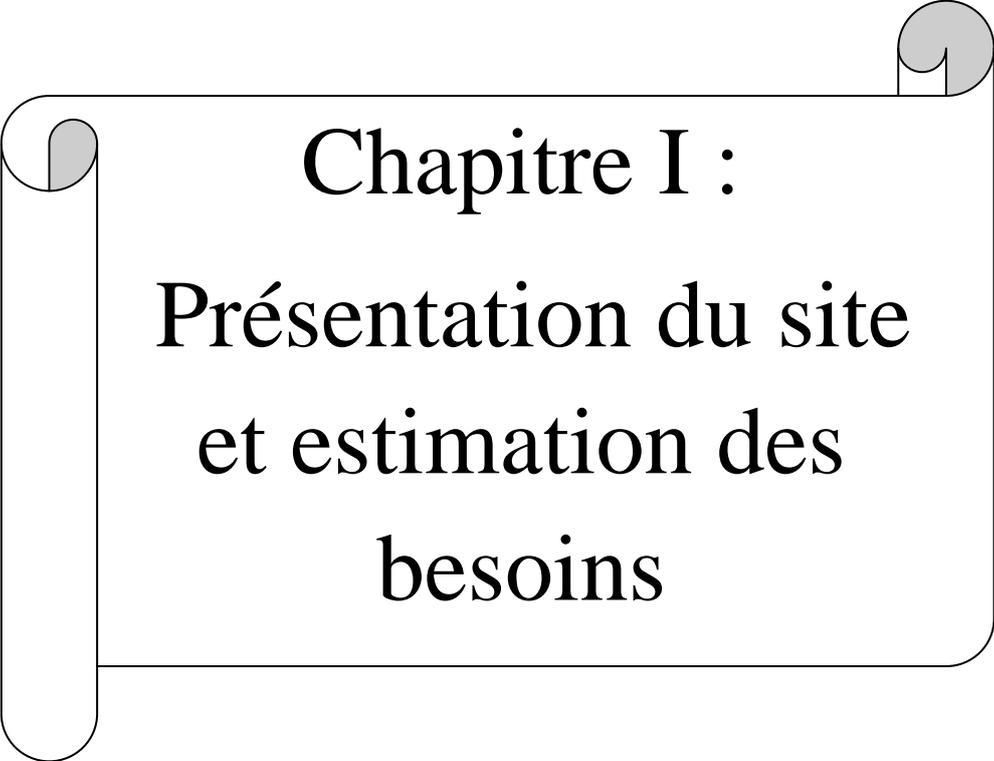
Pour les conduites gravitaires, **(R_{bir} - R_{Heddada})**, **(BC₀₁-BC₀₂)** et **(BC₀₂- R_{dhamnet})**, nous avons procédé à l'augmentation du temps de fermeture des vannes (vanne à fermeture lente).

Pour ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons procédé à la distribution en eau potable pour la zone de M'nair I avec un linéaire de **5595.67 m**.

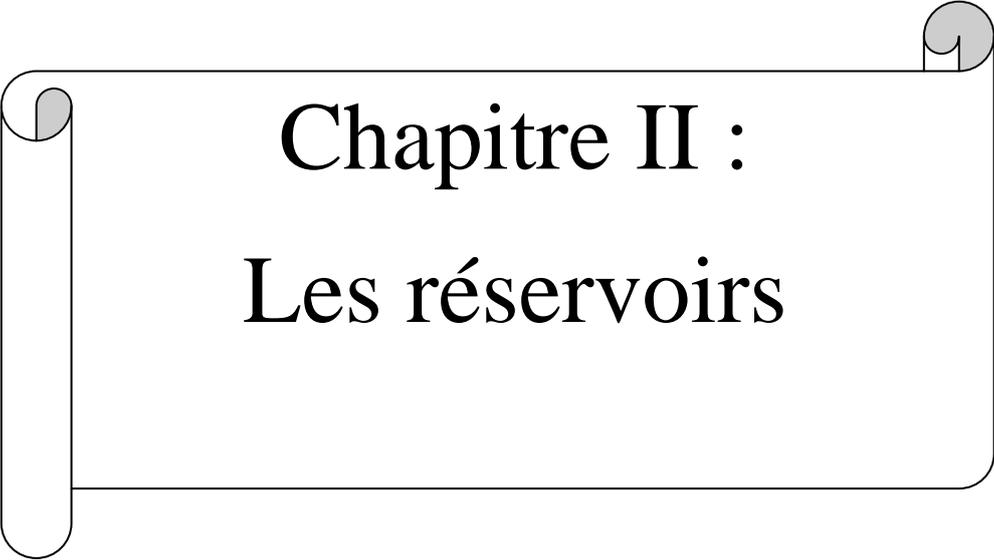
L'étude du devis quantitatif estimatif du projet nous a permis d'avoir une idée sur le coût de réalisation de ce projet. Qui est estimé à **290623280.6646 DA**.



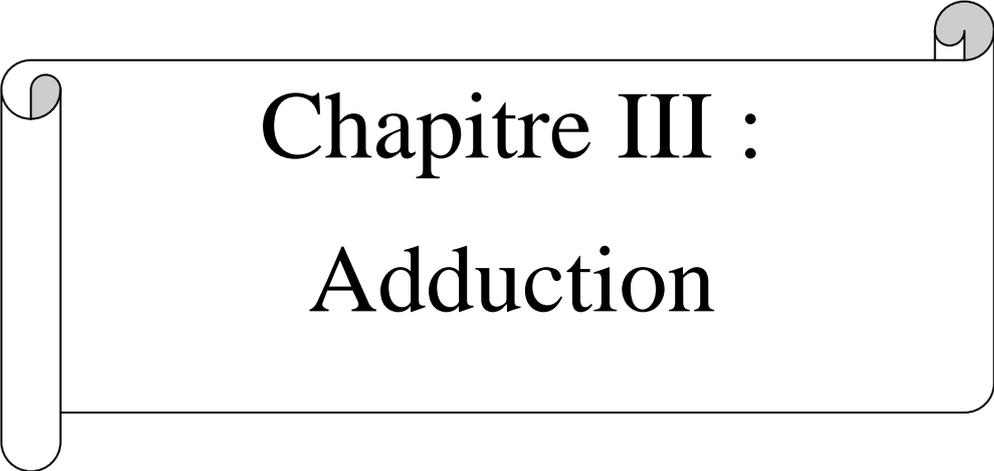
Introduction générale



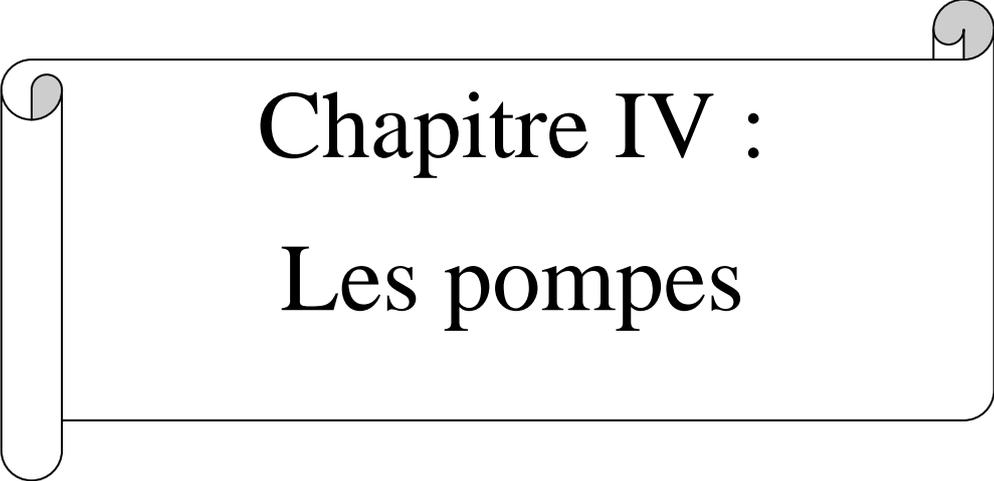
Chapitre I :
Présentation du site
et estimation des
besoins



Chapitre II :
Les réservoirs

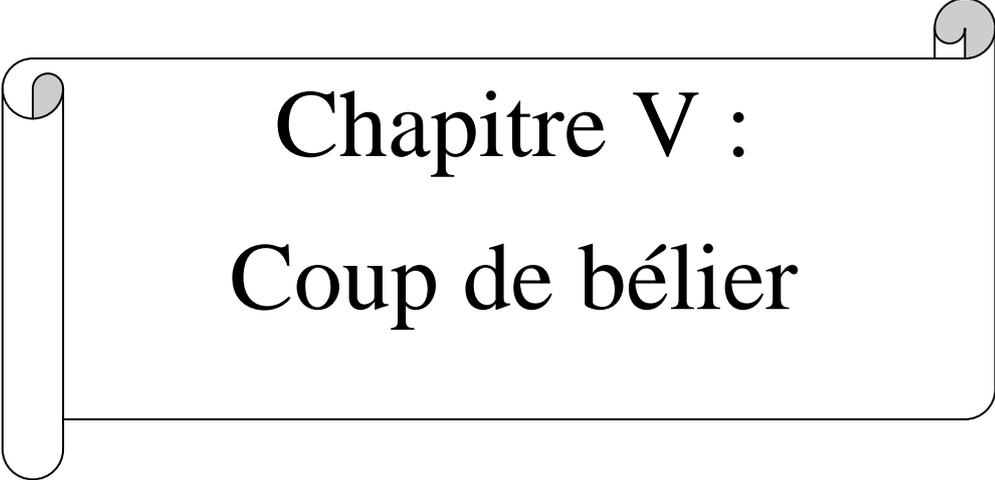


Chapitre III :
Adduction

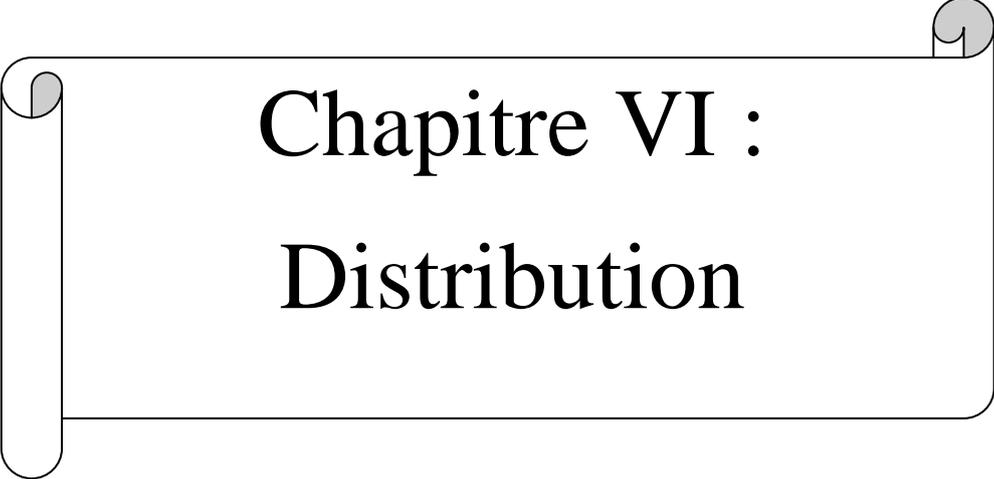


Chapitre IV :

Les pompes

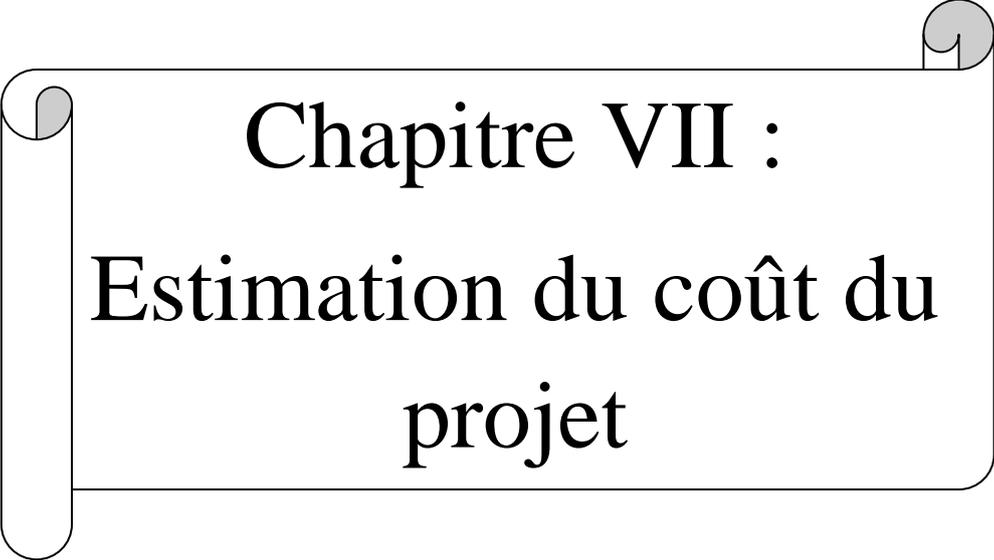


Chapitre V :
Coup de bélier

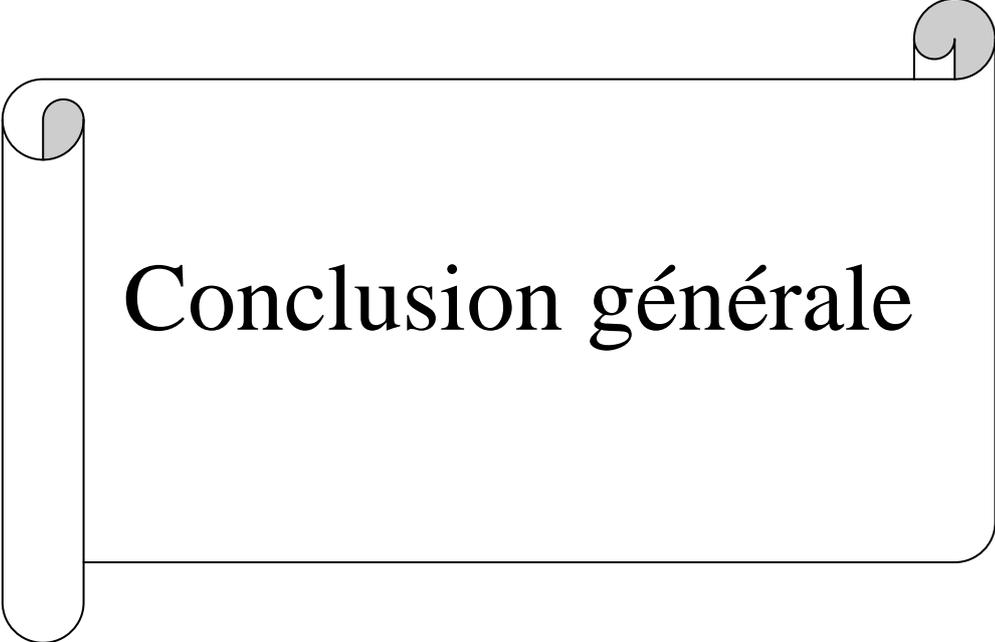


Chapitre VI :

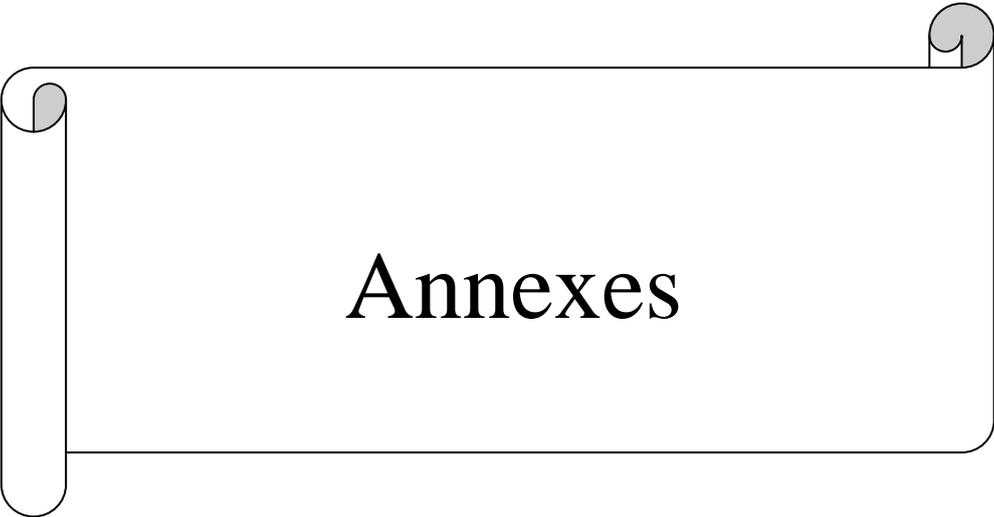
Distribution



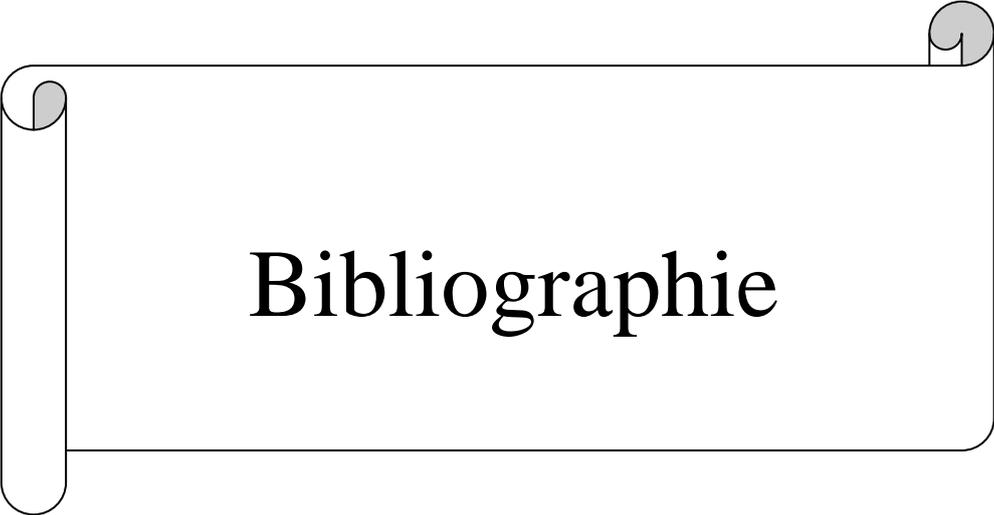
Chapitre VII :
**Estimation du coût du
projet**



Conclusion générale



Annexes



Bibliographie

Annexe(5) : Courbe caractéristique de la pompe du forage M12 donné par CAPRARI

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —**E6S54/10A + MC625****Caractéristiques requises**

Débit	10 l/s
Hauteur de refoulement	122 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	10 l/s
Hauteur de refoulement	122 m
Puissance absorbée	16,7 kW
Rendement	71,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	158 m
Orif. de refoulement	80 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	18,5 kW
Courant nominal	42,4 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

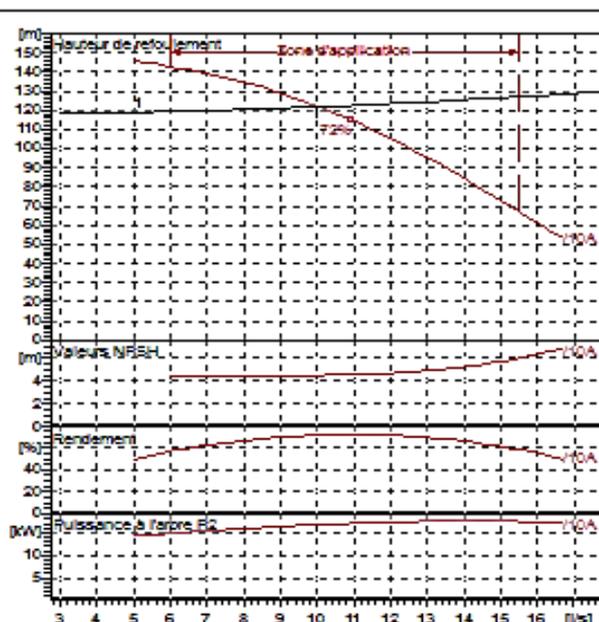
Démarrages / h max.	15
Température max. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	130 kg
-------	--------

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Résine thermoplastique
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étaqe	Fonte
Arbre	Acier Inox
Chemise d'arbre	Acier Inox
Roue	Résine thermoplastique
Crépine	Acier Inox
Gouttière protection câbles	Acier Inox
Accouplement	Acier Inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur (6")	Fonte
Support inférieur (4")	Aluminium
Chemise stator	Acier Inox
Arbre	Acier Inox
Para-sable	Caoutchouc
Butée (6")	Type Michell
Butée (4")	Acier

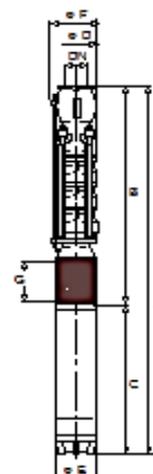
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

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

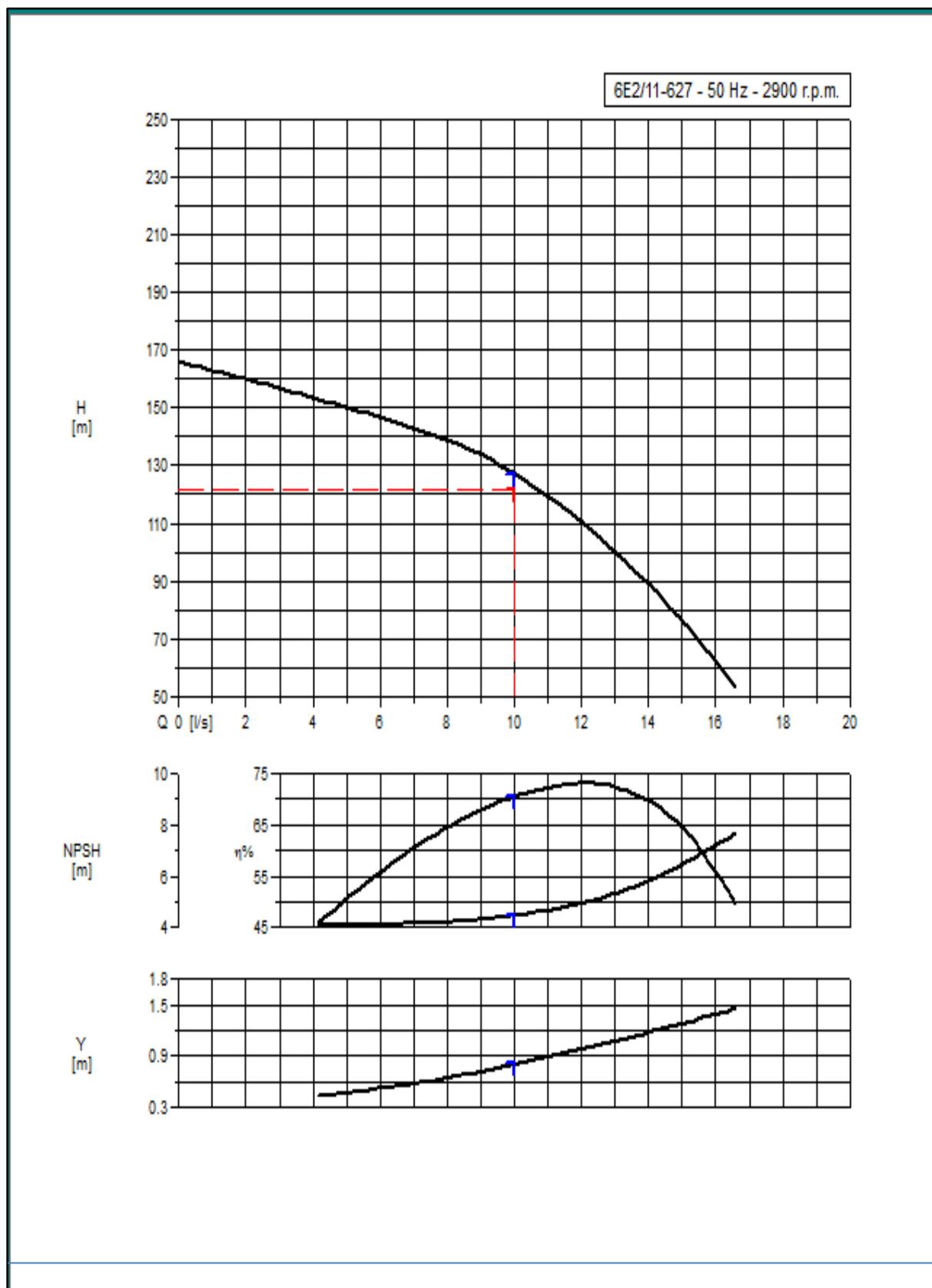
Dimensions mm

A	= 2242
B	= 1349
C	= 893
D	= 140
DN	= G3"
E	= 143
F	= 150
G	= 124



Notes:

Date 20/06/2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

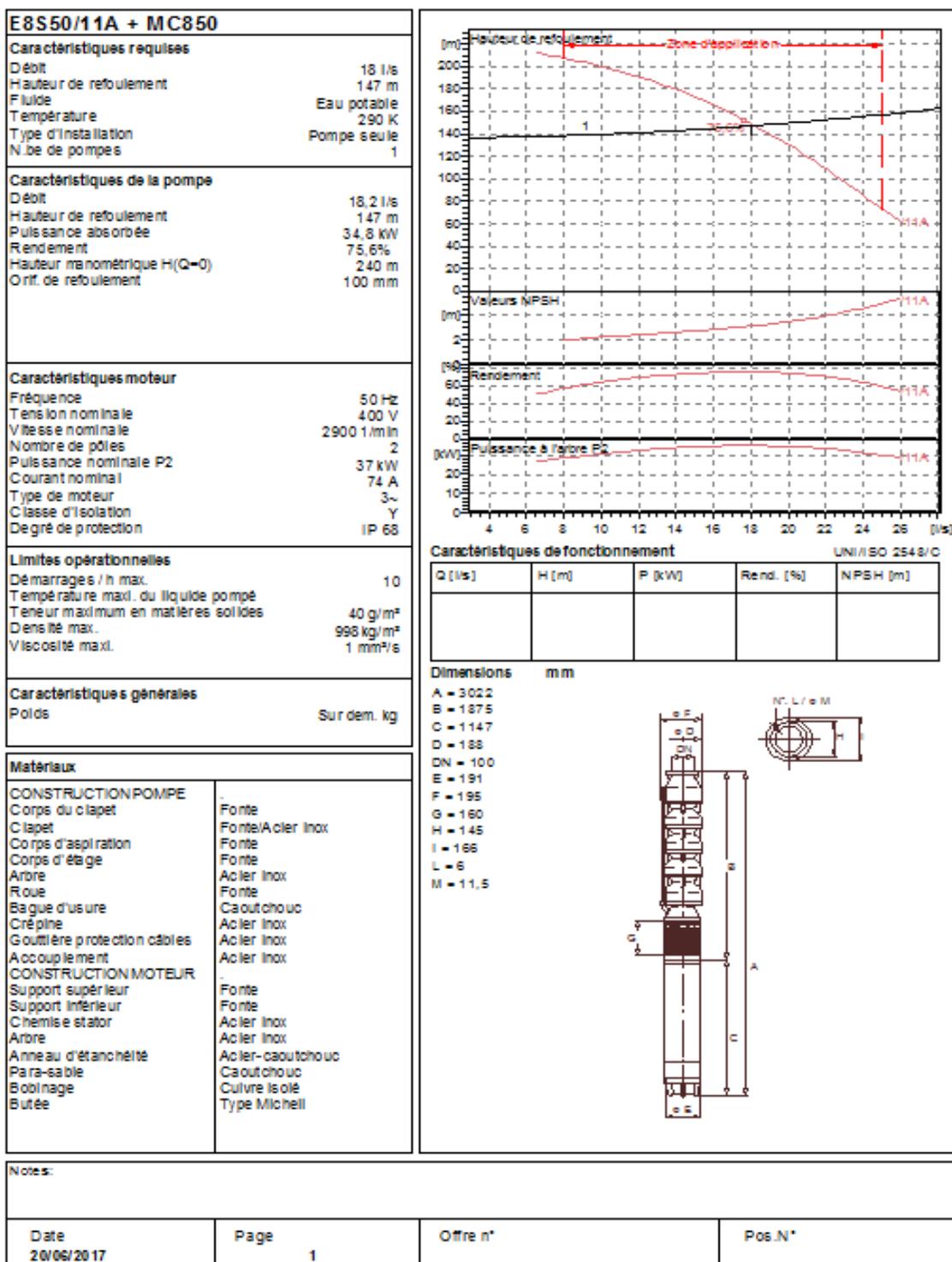
Annexe (6) : Caractéristiques de la pompe du forage M12 donnée par ROVATTI

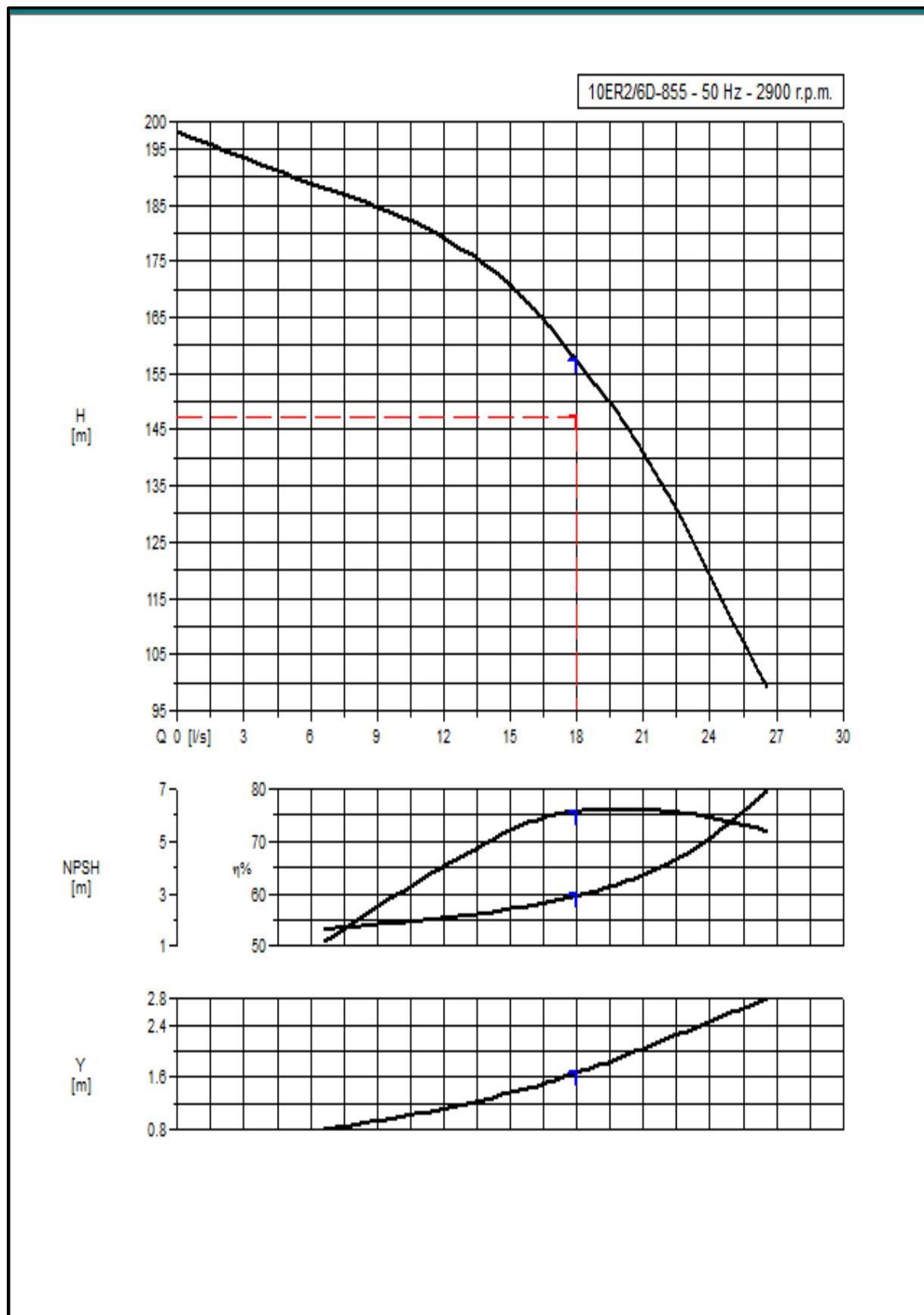
Annexe(7) : Courbe caractéristique de la pompe du forage M1 bis donné par CAPRARI



Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —



Annexe (8) : Caractéristiques de la pompe du forage M1bis donnée par ROVATTI

Annexe(9) : Courbe caractéristique de la pompe du forage M11 donné par CAPRARI

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001
E8S55/11K + MC870**Caractéristiques requises**

Débit	20 l/s
Hauteur de refoulement	173 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	21,4 l/s
Hauteur de refoulement	176 m
Puissance absorbée	48,6 kW
Rendement	75,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	238 m
Orif. de refoulement	100 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	51 kW
Courant nominal	99,5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

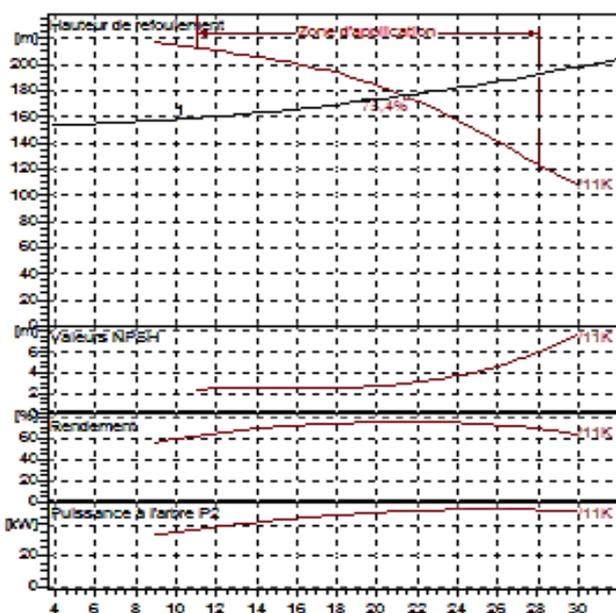
Démarrages / h max.	8
Température max. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	357 kg
-------	--------

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier Inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'éage	Fonte
Arbre	Acier Inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier Inox
Gouttière protection câbles	Acier Inox
Accouplement	Acier Inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier Inox
Arbre	Acier Inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Mitchell

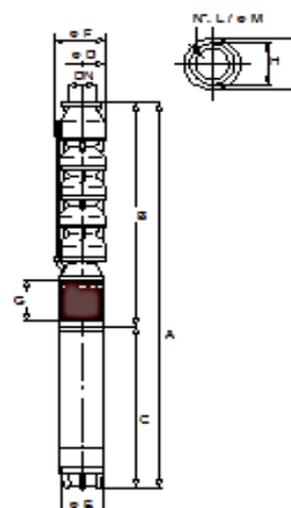
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

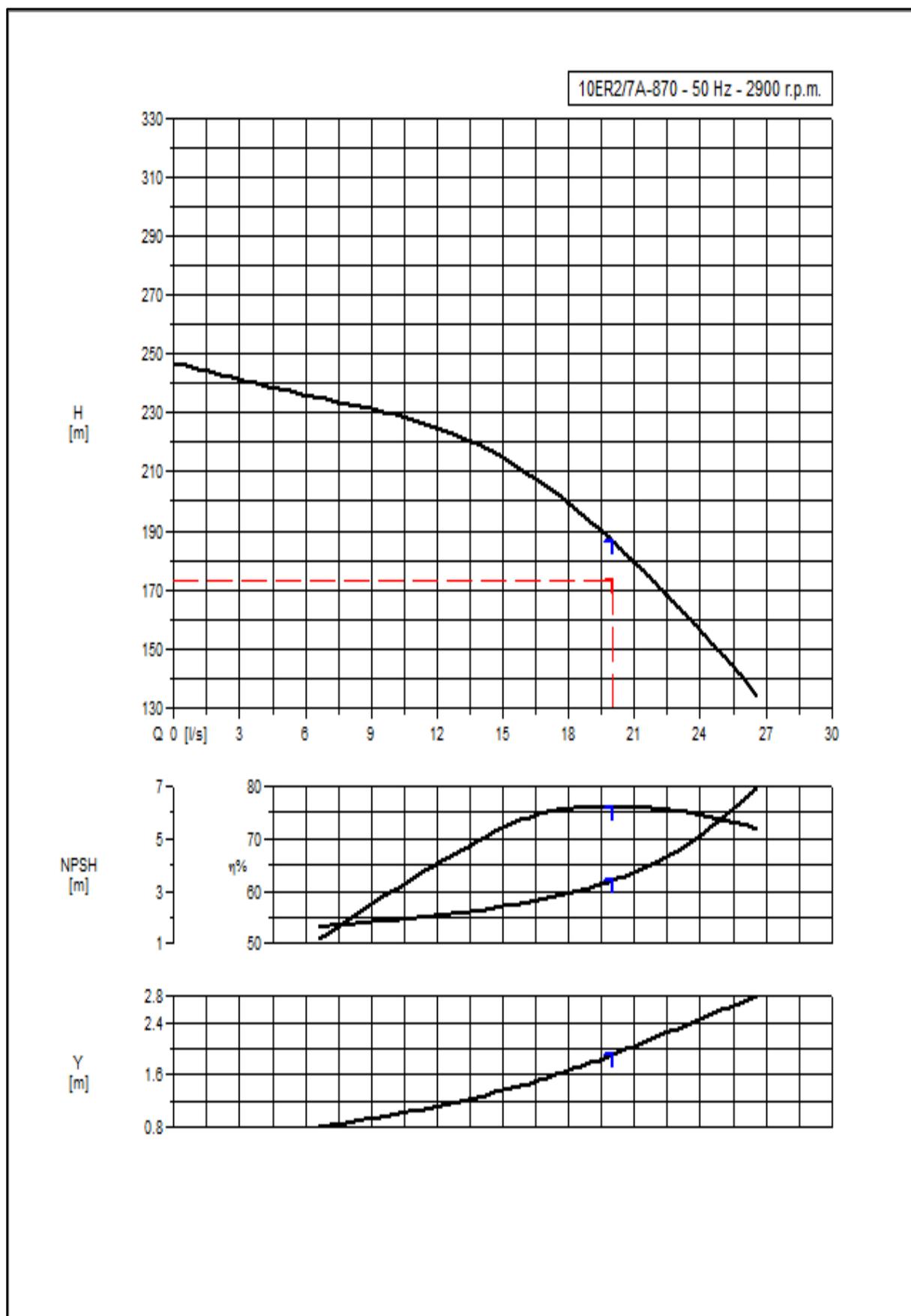
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

Dimensions mm

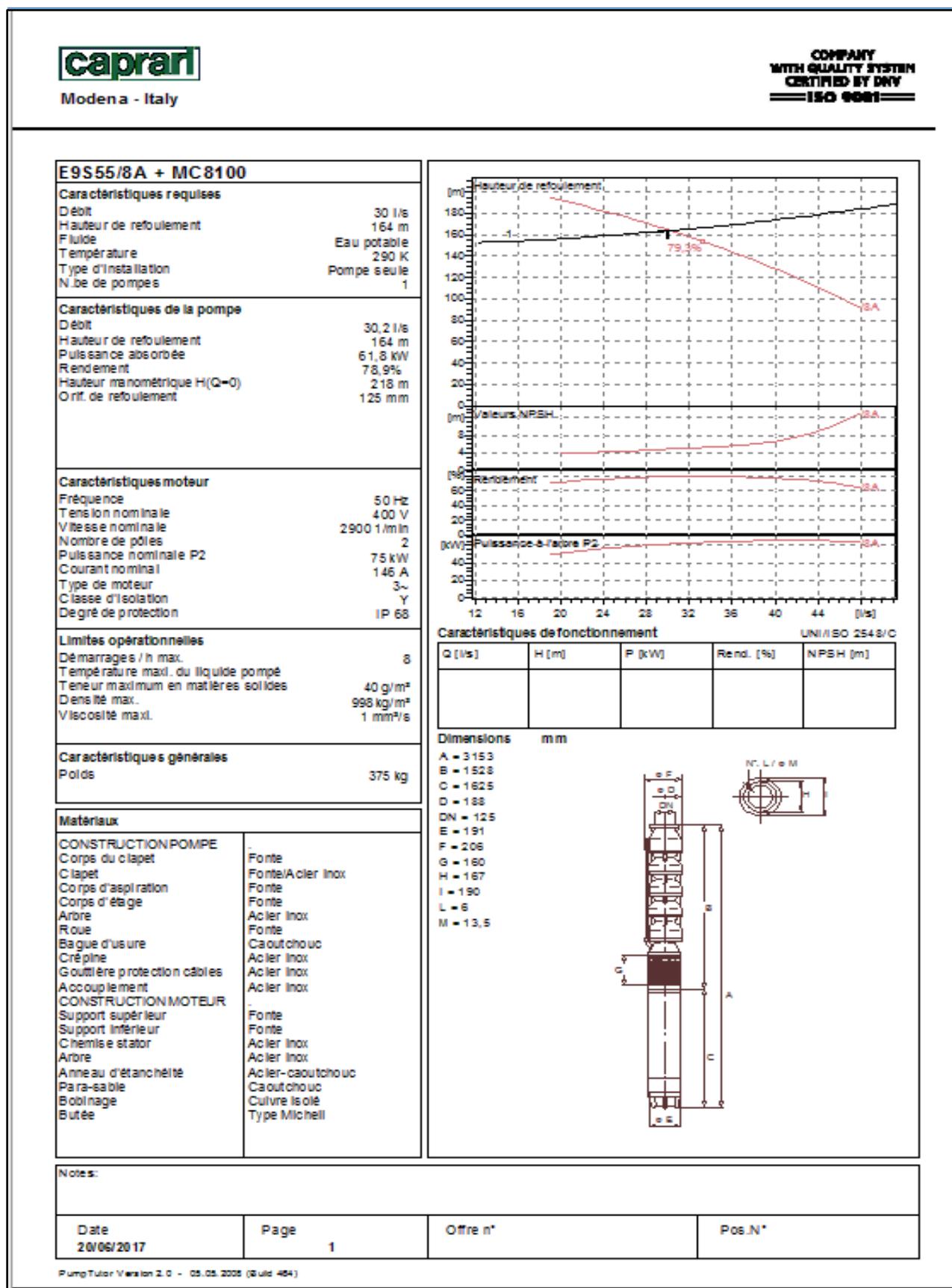
A = 3332
 B = 1875
 C = 1457
 D = 188
 DN = 100
 E = 191
 F = 197
 G = 160
 H = 145
 I = 168
 L = 6
 M = 11,5

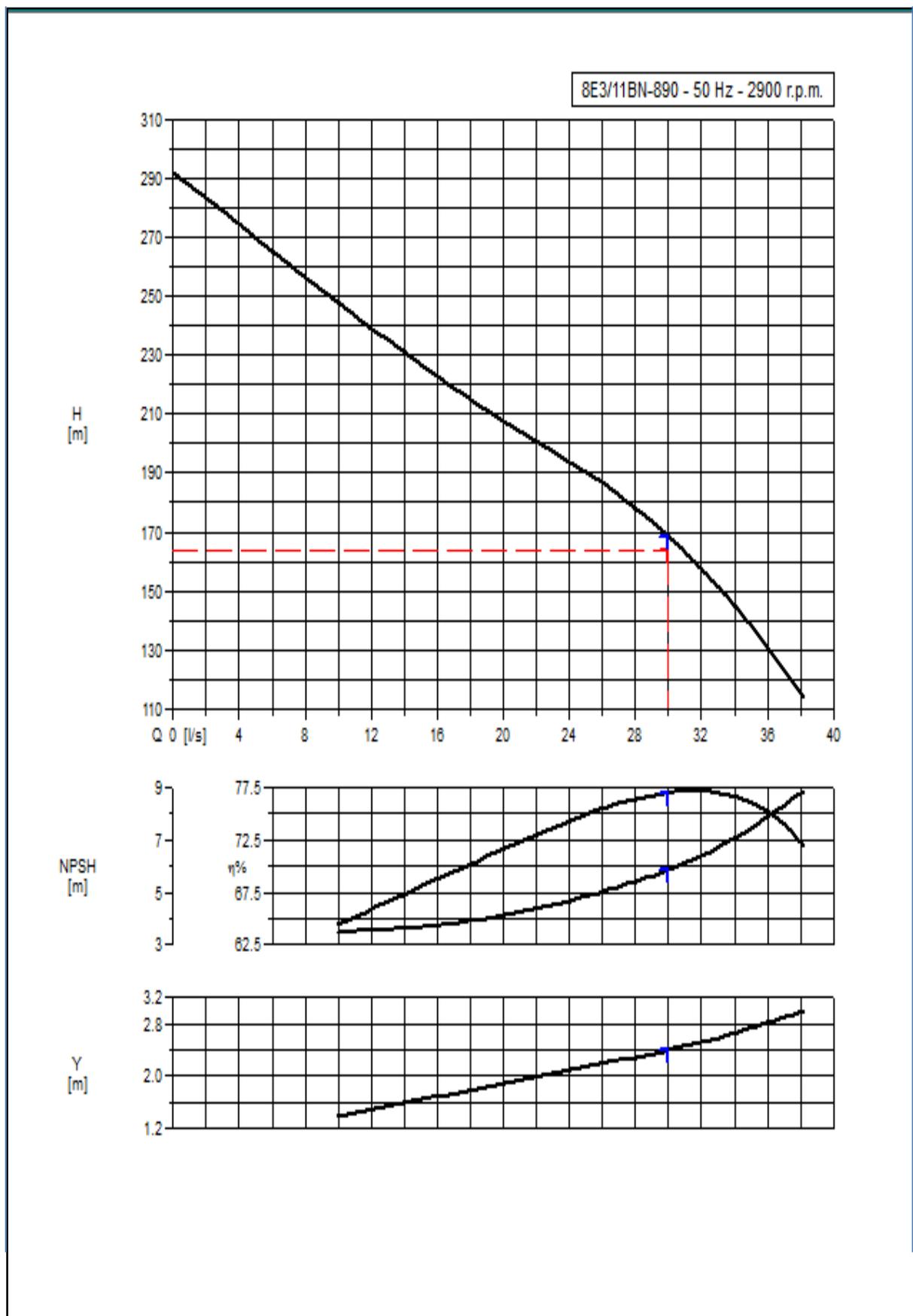
**Notes:**

Date 20/06/2017	Page 1	Offre n°	Pos.N°
--------------------	-----------	----------	--------

Annexe (10) : Caractéristiques de la pompe du forage M11 donnée par ROVATTI

Annexe(II) : Courbe caractéristique de la pompe du forage M2 bis donné par CAPRARI



Annexe (12) : Caractéristiques de la pompe du forage M2 bis donnée par ROVATTI

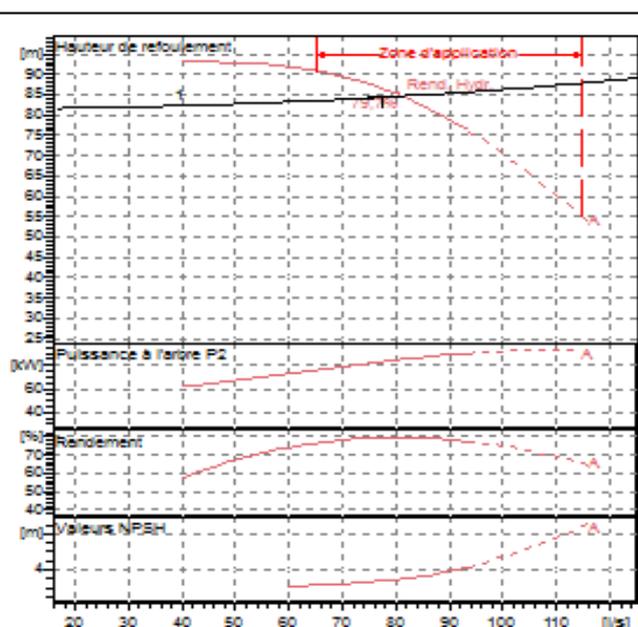
Annexe(13) : Courbe caractéristique de la pompe à axe horizontale de la SP donné par CAPRARI

caprari

Modena - Italy

COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
— ISO 9001 —

PM 150/ 3 A	
Caractéristiques requises	
Débit	77,4 l/s
Hauteur de refoulement	84,4 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.º de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	81 l/s
Hauteur de refoulement	84,6 m
Puissance absorbée	84,7 kW
Rendement	79,7%
Hauteur manométrique H(Q=0)	110 m
Orif. de refoulement	150 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	90 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	5
Température max. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s
Caractéristiques générales	
Poids	1400 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Doigt arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presse-Etope	Fonte
Etope	Tresse graphitée



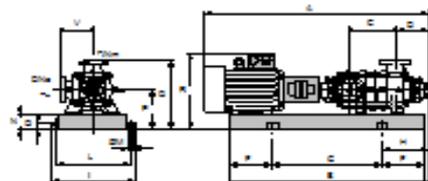
Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2543/C

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

Dimensions mm

A = 2295
B = 1917
C = 485
D = 351
DN_a = 200
DN_m = 150
E = 241
F = 300
G = 1317
H = 541
I = 370
L = 820
M = 20
N = 160
O = 42
P = 475
Q = 845
R = 891
V = 370



Notes:

Date 20/06/2017	Page 1	Offre n°	Pos. N°
--------------------	-----------	----------	---------

Annexe(14) : Courbe caractéristique de la pompe immergée de la SP donné par CAPRARI

caprari

Modena - Italy

**COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
ISO 9001**
E12 S55/3A + M10125**Caractéristiques requises**

Débit	77,4 l/s
Hauteur de refoulement	84,4 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N. de pompes	1

Caractéristiques de la pompe

Débit	77,4 l/s
Hauteur de refoulement	84,4 m
Puissance absorbée	81,7 kW
Rendement	78,1%
Hauteur manométrique H(Q=0)	175 m
Orif. de refoulement	150 mm

Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	92 kW
Courant nominal	179 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

Limites opérationnelles

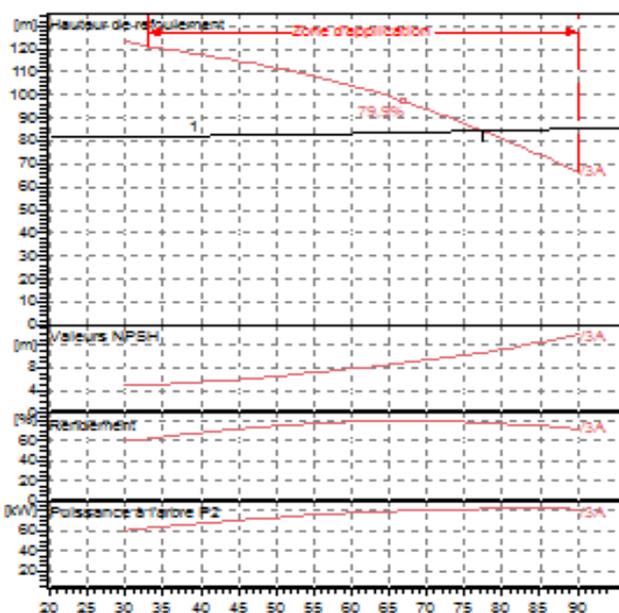
Démarrages / h max.	6
Température max. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m ³
Densité max.	998 kg/m ³
Viscosité max.	1 mm ² /s

Caractéristiques générales

Poids	508 kg
-------	--------

Matériaux

CONSTRUCTION POMPE	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier Inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'éclage	Fonte
Arbre	Acier Inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier Inox
Gouttière protection câbles	Acier Inox
Accouplement	Acier Inox
CONSTRUCTION MOTEUR	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier Inox
Arbre	Acier Inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell

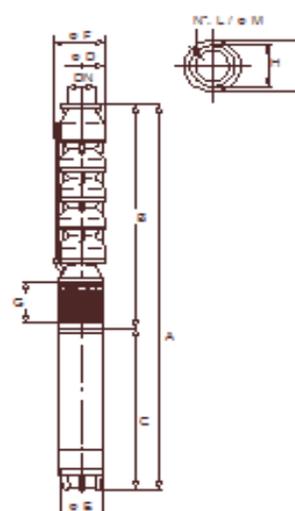
**Caractéristiques de fonctionnement**

UNI/ISO 2548/C

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

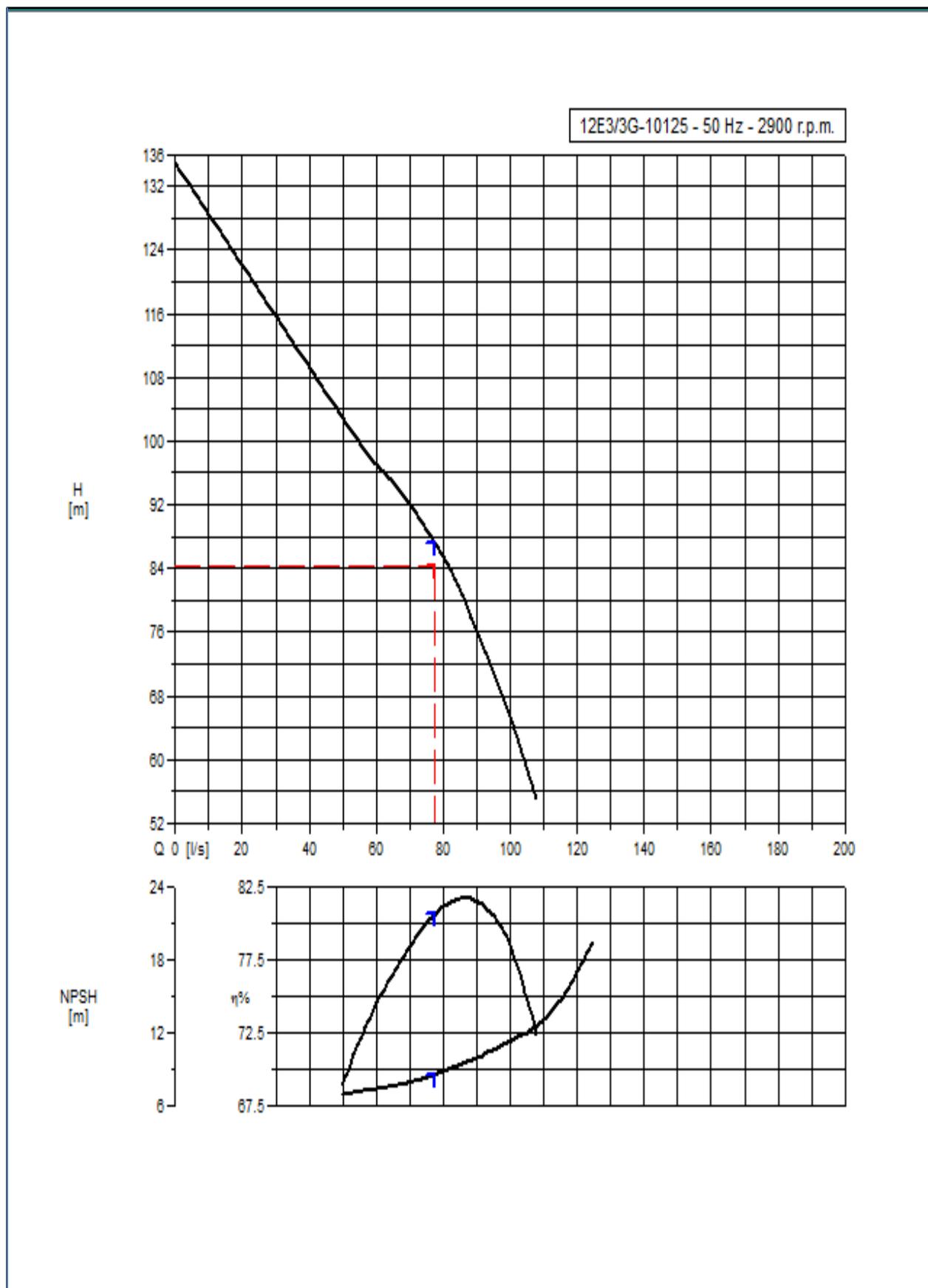
Dimensions mm

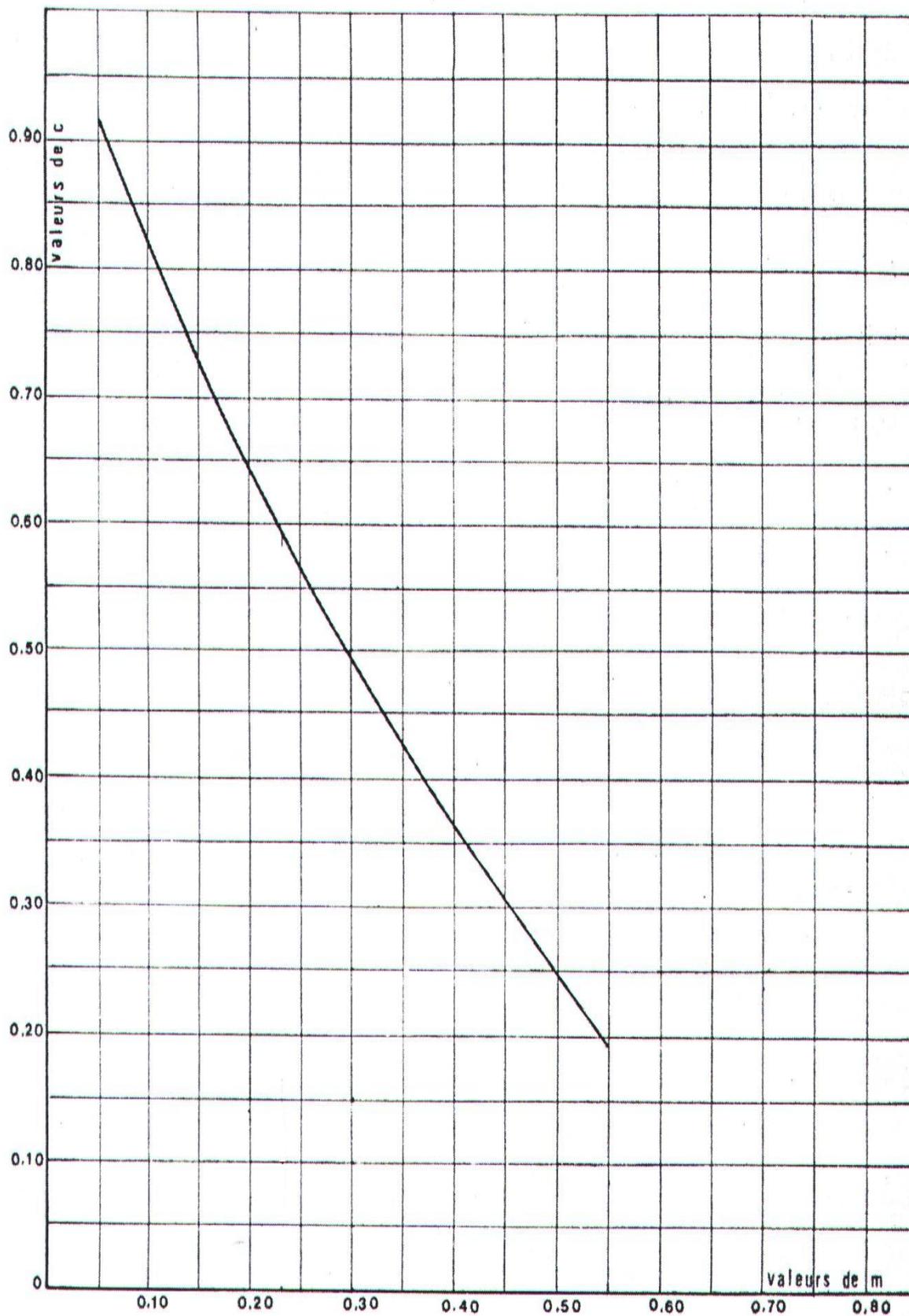
A = 2602
B = 1007
C = 1595
D = 240
DN = 150
E = 242
F = 265
G = 198
H = 205
I = 234
L = 6
M = 16



Notes:

Date 20/06/2017	Page 1	Offre n°	Pos. N°
--------------------	-----------	----------	---------

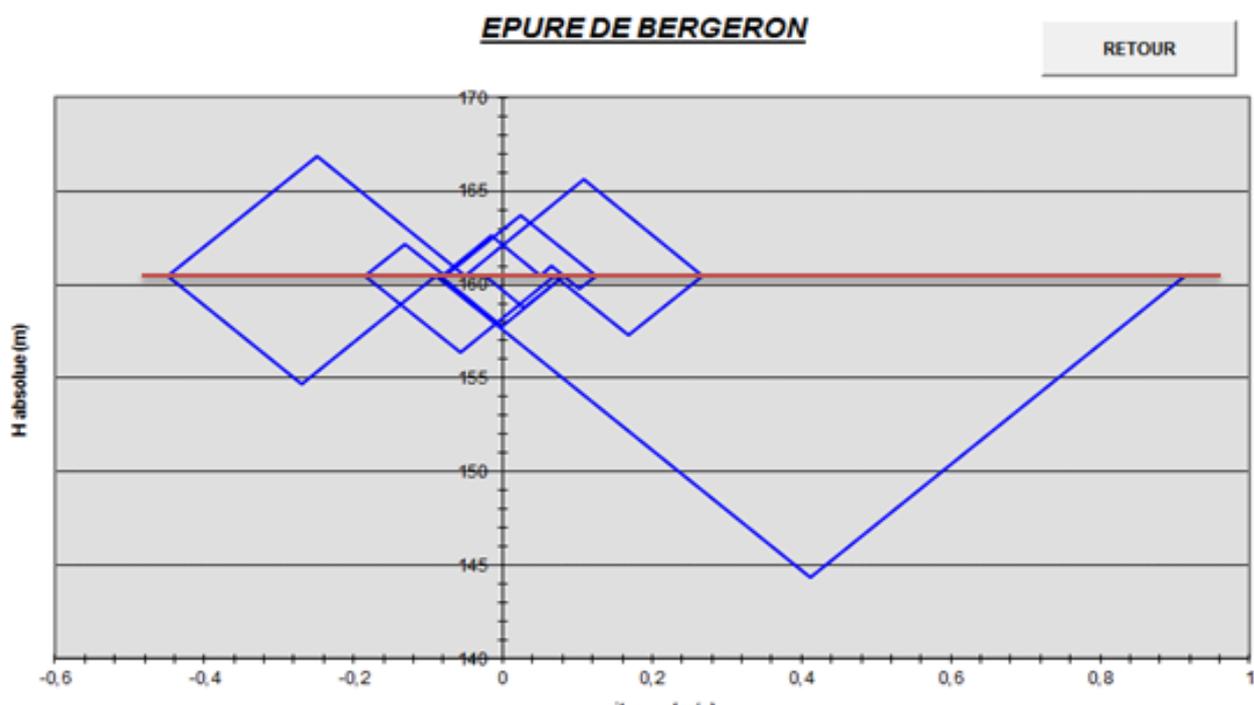
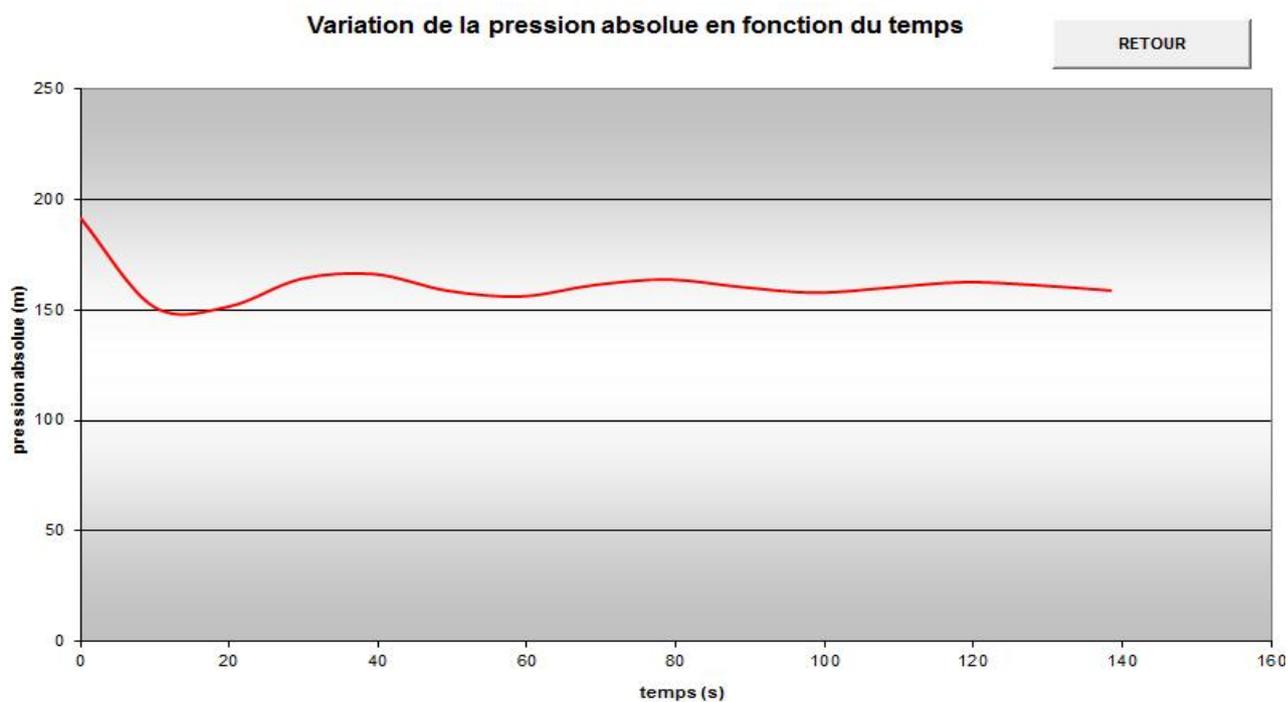
Annexe (15) : Caractéristiques de la pompe immergée de la SP donnée par ROVATTI

Annexe (16) : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère

Annexe (17) : Developpement des résultats de calcul du réservoir d'air du troncons M2 bis-SP

Données de l'Adduction		Résultats		Données du Réservoir d'air	
Diametre	0,2046 m	Vitesse	0,91293601 m/s	Volume U ₀	1,233 m ³
Débit	0,03 m ³ /s	Section	0,03286101 m ²	K PDC entr	25,5 Vf ²
H géomet	150,47 m	Célérité a	316,023738 m/s	K PDC sort	8,94 Vf ²
Long. Cond.	1562 m	B	29,40973 m	Exposant	1,4
coef. K	83	Hmax	179,87973 m	Pression de l'air	
Epaisseur e	0,0182 m	Hmin	121,06027 m	pres. air Z	256,850111 /U ^A
C Haz Will	57,93	periode θ	9,88533337 s	Résultats des pressions	
Résultats des variations du volume d'air		H ₀	160,47 m	Supression	5,72358594 m
Umax	1,47123222 m ³	PDC δ	31,1017426 m	Dépression	9,03445455 m
Umin	1,233 m ³	a/g	32,2144483 s		

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z-+ Δh -+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	1,233	191,571743	0	191,571743	31,1017426	160,47	0,91293601	0	0	
9,88533337	0,21512947	1,44812947	152,949975	1,51442913	151,435545	7,11248238	144,323063	0,41170325	0,6622587	0,41158138	0,00012187
19,7706667	0,02310275	1,47123222	149,598086	1,84989287	151,447979	3,24317766	154,691157	-0,26891621	0,07111996	-0,26934145	0,00042525
29,6560001	-0,0842516	1,38698062	162,473002	1,58588072	164,058883	2,81218255	166,871066	-0,2496012	-0,25936175	-0,24938204	-0,00021916
39,5413335	-0,02286842	1,36411221	166,298995	0,10540867	166,193586	0,60296786	165,590618	0,10805458	-0,07039857	0,10858489	-0,00053031
49,4266668	0,04496086	1,40907307	158,917907	0,25301949	158,664888	1,35653581	157,308352	0,16886488	0,13840837	0,16823185	0,00063303
59,3120002	0,01810532	1,42717838	156,102621	0,08215431	156,184775	0,18135966	156,366135	-0,05667097	0,05573575	-0,05676035	8,9387E-05
69,1973336	-0,03048087	1,39669751	160,892742	0,43697387	161,329716	0,85242224	162,182138	-0,13091489	-0,09383289	-0,13090542	-9,4658E-06
79,0826669	-0,01749845	1,37919906	163,75781	0,00479954	163,753011	0,03450657	163,718504	0,02307323	-0,05386757	0,02317028	-9,705E-05
88,9680003	0,02040871	1,39960777	160,424567	0,09389442	160,330672	0,54172028	159,788952	0,10277214	0,06282656	0,10248283	0,0002893
98,8533337	0,01650327	1,41611103	157,813273	1,9519E-05	157,813293	7,9901E-05	157,813373	-0,00083589	0,05080397	-0,0008749	3,9009E-05
108,738667	-0,01350611	1,40260492	159,944848	0,17263517	160,117483	0,36072373	160,478207	-0,08304808	-0,04157747	-0,08228005	-0,00076803
118,624	-0,01606465	1,38654028	162,545246	0,00704997	162,552296	0,01866443	162,57096	-0,01757539	-0,04945371	-0,01662738	-0,00094801
128,509334	0,00776085	1,39430112	161,280012	0,03708852	161,242924	0,22920626	161,013718	0,06452063	0,02389114	0,06440966	0,00011097
138,394667	0,01520404	1,40950517	158,849706	0,00762217	158,842084	0,05295601	158,789128	0,02922112	0,04680441	0,02919916	2,1955E-05

Annexe (18) : Epure de Bergeron pour le tronçons M2 bis-SP**Annexe (19) : Variation de la pression absolue en fonction du temps pour le tronçons M2 bis-SP**

*Annexe 2 : les caractéristiques des conduites en PEHD**Tableau 1 : Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 10*

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2.0	40.15
25	2.0	51.23
32	2.0	64.47
40	2.4	97.69
50	3.0	150.53
63	3.8	238.48
75	4.5	338.61
90	5.4	446.80
110	6.6	665.64
125	7.4	843.99
160	9.5	1382.45
200	11.9	2162.92
250	14.8	3357.81
315	18.7	5057.83
400	23.7	8115.39
500	29.7	12616.15
630	37.4	19980.32

Tableau 2 : Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 16

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	2.0	40.74
25	2.3	59.87
32	3.0	99.14
40	3.7	153.50
50	4.6	238.07
63	5.8	376.64
75	6.8	529.43
90	8.2	691.61
110	10.0	1026.15
125	11.4	1316.19
160	14.6	2151.15
200	18.2	3378.11
250	22.7	5226.50
315	28.6	8026.99
400	36.3	12966.67
500	45.4	19569.51
630	57.2	31072.20

Tableau 3 : Les caractéristiques des conduites en PEHD PN 20

Diamètre extérieur en (mm)	Epaisseur en (mm)	Prix unitaire (DA/ml)
20	3.0	44.46
25	3.5	70.86
32	4.4	109.64
40	5.5	171.15
50	6.9	265.07
63	8.6	423.18
75	10.3	595.00
90	10.1	794.01
110	12.3	1175.74
125	14.0	1790.27
160	17.9	2423.58
200	22.4	3793.42
250	27.9	5900.88
315	35.2	9015.89
400	44.7	14529.62
500	55.8	22624.58
630	70.3	35945.05

Annexe 4 : Variation de l'angle d'ouverture de la vanne en fonction de ζ

Angle d'ouverture du papillon (α_V)	ζ
0-5	0.25
10	0.52
20	1.54
30	3.91
40	10.8
45	18.7
50	32.6
60	118
70	751
80	1400

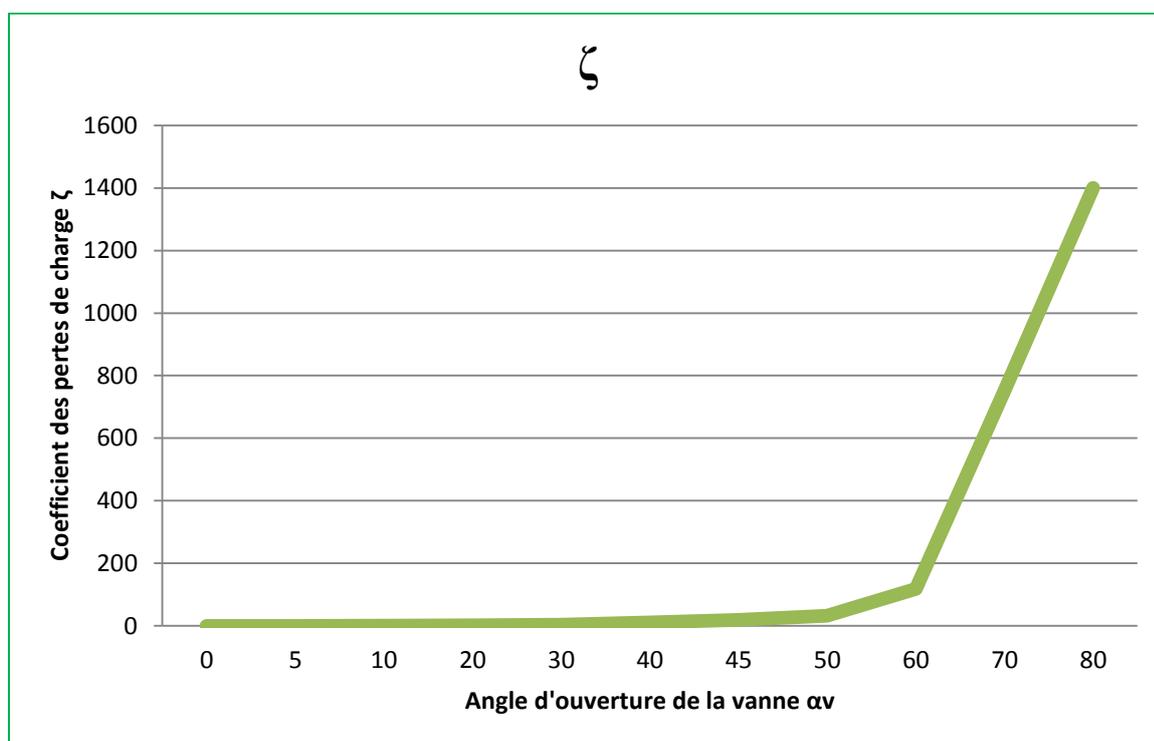


Figure (1): Abaque de la variation de l'angle d'ouverture de la vanne en fonction de α_v