



جامعة بجاية
Tasdawit n' Bgayet
Université de Béjaïa



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

ABDAT Rebiha

BOUTEMEUR Lynda

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

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE:

ETUDE DU RESEAU D'AEP DE LA VILLE D'AOMAR, WILAYA DE BOUIRA -ADDUCTION ET DISTRIBUTION-

Soutenu le /... /.....devant le jury composé de :

- Président :
- Promoteur : **Mr A. BERREKSI**
Mr A. HAMMOUCHE
- Examineur (s) :

Remerciements

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

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de travail, en particulier :

Mr BERREKSI Ali, Mr HAMMOUCHE A/Rahmane qui ont bien voulu nous encadrer durant ce mémoire de fin d'études.

Nos plus vifs remerciements aux personnels de la direction de l'URBAB de la wilaya de BOUIRA surtout Mr AOUCHICHE RACHIDE, Mr DEHAS ET DJAMEL qui nous ont accueillis dans leurs bureaux d'étude et de nous avoir guidé.

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres de jury qui, malgré leurs occupations, ont bien voulu examiner et discuter notre travail.

A tous nous enseignants qui ont toujours répondu à nos questions.

Sans oublier nos chères familles et toutes nos amies.

Merci.



Dédicace



Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu :

A ma très chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien matériels et moral et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenu aujourd'hui.

A mon très cher père, pour ces conseils, son soutien matériels et moral et pour tout ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail.

Et que Dieu les protège

A Mes chers frères que j'aime fortement Tarik, Mohamed, et Toufik,

A Fatima et Noria mes très chères sœurs que je respecte et je les vois mes parfaites exemples dans la vie, sans oublier leurs époux Saïd et Samir et bien sûr : Zahia, Nouara, Sarah, Amal, Mariam, Wiwiche, Hanane et l'ange Yanis.

A mes très chères sœurs, avec les quelles que je partage tout, Kamilia et Zina.

A toute ma très belle famille et que dieu la protège.

Et d'une manière spéciale à la personne qui a été toujours fidèle et à mon service « Nazim » et que dieu le protège.

A ma très chère copine Lynda KACEMI.



Rebilia "2016"

Dédicace

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu :

A ma très chère mère, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien matériels et moral et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenu aujourd'hui.

A mon très cher père, pour ces conseils, son soutien matériels et moral et pour tous ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordés et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail.

Et que Dieu les protège

A mes frères MOMOH, KAMEL et ABDE ALHAK,

A mon adorable sœur SOUHILA.

A ma très chère tante NADIA qui je souhaite de bonheur et de réussite.

A le meilleur et la plus chère personne dans ma vie TOUFIK.

A toute ma grande famille.

A ceux qui m'ont souhaité la réussite au fond de leur cœur.



2024

Liste des tableaux

Tableau(I.1): Estimation de la population future.....	4
Tableau(I.2): Détermination des besoins domestique.....	6
Tableau(I.3): Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	6
Tableau(I.4): Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	6
Tableau(I.5): Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	7
Tableau(I.6): Tableau récapitulatif des besoins.....	7
Tableau(I.7): Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières.....	7
Tableau(I.8): s_{max} en fonction du nombre d'habitants	9
Tableau(I.9): s_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	9
Tableau(I.10): Récapitulation de consommation journalière maximal et minimale à long terme.....	10
Tableau(I.11): Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	12
Tableau(I.12): Variation des débits horaires.....	13
Tableau(II.1): Caractéristiques des réservoirs.....	16
Tableau(II.2): Détermination de la capacité du réservoir R1 par la méthode analytique.....	22
Tableau(II.3): Détermination de la capacité du réservoir R1 par la méthode graphique.....	24
Tableau(II.4): Détermination de la capacité du réservoir R2 par la méthode analytique.....	27
Tableau(II.5): Détermination de la capacité du réservoir R3 par la méthode analytique.....	29
Tableau(II.6): Détermination de la capacité du réservoir R3 par la méthode graphique	31
Tableau(II.7): Détermination de la capacité du réservoir R_T par la méthode analytique.....	33
Tableau(III.1): Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P.....	40
Tableau(III.2): Prix de revient des conduites.....	45
Tableau(III.3): Calcul de la Hmt.....	48
Tableau(III.4): Calcul des frais d'exploitations.....	48
Tableau(III.5): Calcul des frais d'amortissement.....	48
Tableau(III.6): Calcul du bilan.....	49
Tableau(III.7): Calcul de la Hmt	49
Tableau(III.8): Calcul des frais d'exploitations.....	49
Tableau(III.9): Calcul des frais d'amortissement.....	49
Tableau(III.10): Calcul du bilan.....	49
Tableau(III.11): Calcul des pertes de charges totales.....	50
Tableau(III.12): Calcul des pertes de charges totales.....	51
Tableau(III.13): Calcul des pertes de charges totales.....	52
Tableau(III.14): Calcul des pertes de charges totales.....	53
Tableau(III.15): Tableau récapitulatif des diamètres de différentes conduites.....	54
Tableau(IV.1): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	61
Tableau(IV.2): Calcul du réservoir d'air du tronçon SP1-SP2.....	67
Tableau(IV.3): Calcul du réservoir d'air du tronçon SP2- R_T	71
Tableau (IV.4): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.....	73

Tableau(V.1): Récapitulation des débits pour la zone1.....	77
Tableau(V.2): Récapitulation des débits pour la zone2.....	77
Tableau(V.3): Détermination des débits nodaux de la zone 1.....	78
Tableau(V.3): Détermination des débits nodaux de la zone 1(suite).....	79
Tableau(V.4): Détermination des débits nodaux de la zone 2.....	80
Tableau(V.4): Détermination des débits nodaux de la zone (suite).....	81
Tableau(V.4): Détermination des débits nodaux de la zone 2(suite).....	82
Tableau(V.5): Détermination des débits nodaux de la zone 1(cas de pointe+incendie).....	83
Tableau(V.5): Détermination des débits nodaux de la zone 1(cas de pointe +incendie) (suite et fin).....	84
Tableau(V.6): Détermination des débits nodaux de la zone 2(cas de pointe +incendie).....	85
Tableau(V.6): Détermination des débits nodaux de la zone2 (cas de pointe +incendie) (suite).....	8
Tableau(V.6): Détermination des débits nodaux de la zone 2(cas de pointe +incendie) (suite et fin).....	87

Liste des figures

Figure(I.1): Localisation de la commune d'étude.....	3
Figure (I.2) : Graphe de l'évolution démographique pour différents horizons.....	5
Figure(I.3): Histogramme de consommation journalière.....	14
Figure(I.4): La courbe de débit cumulé.....	14
Figure(II.1): Emplacement des réservoirs.....	17
Figure(II.2): Conduite d'arrivée.....	18
Figure(II.3): Conduite de distribution.....	19
Figure(II.4): Equipements de réservoir.....	20
Figure(II.5): Capacité du réservoir R1 par la méthode graphique.....	25
Figure(II.6): Capacité du réservoir R3 par la méthode graphique.....	32
Figure(III.1): Adduction gravitaire.....	35
Figure(III.2): Adduction par refoulement.....	36
Figure(III.3): Adduction mixte refoulement- gravitaire.....	36
Figure(III.4): Adduction mixte gravitaire-refoulement.....	37
Figure(III.5): Vanne papillon automatisée.....	45
Figure(III.6): Vanne opercule.....	46
Figure(III.7): Ventouse automatique.....	46
Figure(IV.1): Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air.....	56
Figure(IV.2): Cheminée d'équilibre.....	57
Figure(IV.3): Principe de la construction de l'épure de Bergeron.....	60
Figure(IV.4): Epure de BERGERRON pour le tronçon SP1-SP2.....	66
Figure(IV.5): Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SP1-SP2.....	67
Figure(IV.6): L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire	68
Figure(IV.7): Epure de BERGERRON pour le tronçon SP2-R _T	71
Figure(IV.8): Aération de la pression absolue en fonction du temps pour SP2-R _T	72
Figure(IV.9): L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire.....	72
Figure(V.1): Réseau de distribution	75

Liste des symboles

- A** : L'amortissement annuel (Annuité).
- a** : La célérité de l'onde (m/s).
- BL** : Le bilan en (DA).
- B** : La valeur du coup de bélier (m).
- CTN** : Côte Terrain Naturel en (m).
- CTP** : Côte Trop Plein en (m).
- D_i** : Dotation moyenne journalière de la consommation [l/hab.j].
- D** : Diamètre de la cuve (m).
- D_t** : Diamètre du tuyau en (m).
- D_i** : Diamètre intérieur de la conduite (mm).
- D_{tr}** : Diamètre de la tubulure.
- D_N** : diamètre normalisé.
- d'** : Diamètre de la veine contractée.
- E** : Energie consommée par la pompe (KWh).
- e** : Prix unitaire du KWh fixé par la SONELGAZ.
- e** : Epaisseur de la conduite (mm).
- g** : Accélération de la pesanteur (m/s²).
- H** : hauteur totale du réservoir (m).
- h** : hauteur d'eau (m).
- H_{mt}** : Hauteur manométrique totale (m).
- h_{inc}** : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir(m).
- H_L** : Pertes de charge linéaires(m).
- H_t** : Perte de charge totale dans la conduite(m).
- H_s** : Pertes de charge singulières (m).
- H_g** : Hauteur géométrique de refoulement(m).
- H₀** : Pression absolue de la conduite(KW).
- H_g** : La charge disponible.
- i** : Nombre de groupes.
- i** : Taux d'annuité.
- J** : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau(m).
- J_v** : pertes de charge dans la vanne.
- K** : Coefficient dépendant de la nature de la conduite.
- K₀** : Rugosité absolue des tuyaux neufs, elle varie entre 0.003 et 0.1 mm pour tous les tubes en acier soudés neufs.
- K** : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi.
- K_{max,j}** : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.
- K_{min,j}** : Coefficient d'irrégularité minimal.
- K_{max,h}** : Coefficients de variation de consommation maximum horaire.
- K_{min,h}** : Coefficients de variation de consommation minimum horaire.
- L** : Longueur de la conduite en (m).
- n** : Nombre d'années sur lequel s'effectuera l'amortissement.
- n** : nombres d'années séparant l'année de référence a l'horizon considéré.
- N_i** : Nombre de consommateur.
- P₀** : population de l'année de référence (hab.).
- P_n** : population future prise à l'horizon quelconque (hab.)
- P%** : Pourcentage du volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir.
- P_a** : Puissance absorbée par la pompe en (KW).
- P** : Puissance de pompage en (KWh).

- P_U**: le prix unitaire de la conduite (DA/ml).
- Q**: débit refoulé dans la conduite en (m³/s).
- Q_{moy,j}**: Consommation moyenne journalière [m³/j].
- Q_{max,j}**: Débit de consommation maximum journalier [m³/j].
- Q_{moy,j}**: Débit de consommation moyen journalier [m³/j].
- Q_{moy,h}**: débit moyen horaire en (m³/h).
- Q_{tr}**: débit transité (m³/s).
- Q_r**: Débit en route (l/s).
- R**: étant la hauteur réservée pour le matelas d'air on prend.
- R**: revanche (m).
- Re**: Nombre de Reynolds donné par la formule suivante.
- S**: Section du réservoir (m²).
- T**: Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite.
- T'**: Le temps de fonctionnement de la station de pompage.
- t**: Temps de service = 25 ans.
- t'**: Nombre d'heure de pompage (20h).
- U₀**: volume d'air initial (m³).
- V_R**: Volume du réservoir (m³).
- V_{inc}**: Réserve d'incendie.
- V_u**: Volume utile.
- V**: Capacité normalisée du réservoir (m³);
- V_s**: Volume de sécurité.
- ε**: Viscosité cinématique de l'eau (m²/s).
- V₀**: Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s).
- V**: Volume nouveau de l'air (m³).
- V₁**: Vitesse dans la tuyère.
- V_m**: Vitesse moyenne dans un intervalle donné (m/s).
- V**: Vitesse d'écoulement en (m/s).
- V_m**: Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.
- Z₀**: Pression absolue.
- Z**: Pression dans le réservoir d'air.
- V_f**: Vitesse finale choisie.
- r**: Coefficient de vieillissement.
- r_{max}**: Coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.
- r_{max}**: Coefficient qui dépend du nombre d'habitant.
- r**: Viscosité cinématique de l'eau.
- <**: Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne (%).
- <**: Masse volumique de l'eau.
- <**: Rendement de la pompe en (%).
- 0**: Perte de charge dans la conduite en régime de fonctionnement normal.
- }**: Coefficient de pertes de charge.

Sommaire

Introduction générale.....1**Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins**

I.1. Introduction.....	2
I.2. Présentation du site.....	2
I.2.1. Situation de la zone d'étude.....	2
I. 2.2. La morphologie du site.....	2
I.2.3. Climatologie.....	3
I.2.3.1. Climat.....	3
I.2.3.2. Pluviométrie.....	3
I.2.3.3. Température.....	3
I.2.3.4. Vents.....	3
I.2.4. Situation démographique.....	3
I.2.5. Réseau hydrographie.....	4
I.2.6. Ressources en eau.....	4
I.2.6.1. Eaux souterraines.....	4
I.2.6.2. Eaux de surfaces.....	4
I.3.Estimation des besoins.....	4
I.3.1.Evaluation de la population.....	4
I.3.2.Catégories des besoins.....	5
I.3.3. Choix de la norme unitaire de consommation.....	5
I.3.3.1.Définition.....	6
I.3.3.2.Critères de choix de la norme.....	6
I.3.4. Détermination de la consommation moyenne journalière.....	6
I.3.4.1.besoins domestique.....	6
I.3.4.2.besoins scolaires.....	6
I.3.4.3.besoins sanitaire.....	6
I.3.4.4.besoins administratives.....	7
I.3.4.4.besoins socioculturelles et sportifs.....	7
I.3.5.Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	7
I.3.6.Variation des débits de consommation journalier.....	8
I.3.7. Coefficient d'irrégularité.....	8
I.3.7.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max j}$).....	8
I.3.7.2.Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$).....	8
I.3.7.3.Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max, h}$).....	8
I.3.7.4.Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min, h}$).....	9
I.3.8. Détermination des débits journaliers.....	9
I.3.8.1.Consommation maximale journalière ($Q_{max, j}$).....	9
I.3.8.2.Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$).....	10
I.3.9.Détermination des débits horaires.....	10
I.3.9.1. Débit moyen horaire.....	10
I.3.9.2.Détermination du débit maximum horaire.....	11
I.3.10.Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	11
I.4.Conclusion.....	15

Chapitre II : Les réservoirs

II.1. Introduction.....	16
II.2. Description des réservoirs existants.....	16
II.3. Rôle des réservoirs.....	16
II.4. Emplacement des réservoirs	16
II.5. Principe de fonctionnement	17
II.6. Le type des réservoirs.....	17
II.7. Equipement du réservoir	18
II.7.1. Equipements hydrauliques des réservoirs.....	18
II.7.1.1. Conduite d'arrivée	18
II.7.1.2. Conduite de départ ou de distribution	18
II.7.1.3. Conduite de trop-plein	19
II.7.1.4. Conduite de décharge ou de vidange.....	19
II.7.1.5. Conduite by-pass.....	19
II.7.1.6. Système de matérialisation d'incendie.....	19
II.7.2. Equipement de nettoyage.....	20
II.8. Vérification de la capacité des réservoirs existants à l'horizon projet.....	20
II.8.1. Méthode graphique	20
II.8.2. Méthode analytique.....	20
II.9. Détermination des capacités des réservoirs existants	21
II.9.1. Dimensionnement du réservoir R1	21
II.9.1.1. Méthode analytique.....	21
II.9.1.2. Méthode graphique.....	23
II.9.1.3. Calcul de diamètre de la cuve du réservoir.....	25
II.9.1.4. Réévaluation de la hauteur d'eau h	26
II.9.1.5. La section de la cuve.....	26
II.9.1.6. La hauteur totale du réservoir	26
II.9.1.7. Calcul de la hauteur d'incendie.....	26
II.9.2. Dimensionnement du réservoir R2.....	27
II.9.3. Dimensionnement du réservoir R3.....	28
II.9.3.1. Méthode graphique	30
II.9.4. Dimensionnement du réservoir tampon R4.....	32
II.10. Entretien des réservoirs	33
II.11. Hygiène et sécurité	34
II.12. Conclusion.....	34

Chapitre III : Adduction

III.1. Introduction.....	35
III.2. Type d'adduction.....	35
III.3. Classification de l'adduction.....	35
III.3.1. Adduction gravitaire	35
III.3.2. Adduction par refoulement	36
III.3.3. Adduction mixte	36
III.3.3.1 Adduction mixte refoulement- gravitaire	36
III.3.3.2. Adduction mixte gravitaire –refoulement.....	37
III.4. Principe du choix du tracé	37
III.5. Description du réseau d'adduction.....	38
III.6. Choix du type de matériaux	38
III.7. Etude technico-économique.....	40

III.7.1. Calcul de la vitesse	41
III.7.2. Calcul des pertes de charge.....	41
III.7.2.1. Pertes de charge linéaire (H_L)	41
III.7.2.2. Les pertes de charge singulières (H_S).....	43
III.7.2.3. Les pertes de charge totales (H_t)	43
III.7.3. Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt})	43
III.7.4. Puissance absorbée par la pompe	43
III.7.5. Energie consommée par la pompe	43
III.7.6. Frais d'exploitation	43
III.7.7. Frais d'amortissement.....	44
III.7.8. Calcul du bilan	44
III.7.9. Prix des conduites	44
III.8. Calcul des conduites gravitaires	45
III.9. Equipements de l'adduction.....	45
III.9.1. Robinets vannes.....	45
III.9.1.1. Vanne papillon	45
III.9.1.2. Vanne opercule	46
III.9.2. Ventouses.....	46
III.9.3. Vidanges.....	47
III.9.4. Clapets	47
III.10. Calcul des diamètres économiques pour les différentes conduites.....	47
III.10.1. Adduction par refoulement.....	47
III.10.1.1. Conduite SP1-SP2.....	47
III.10.1.2. Conduite SP2- R_T	48
III.10.2. Adduction gravitaire.....	49
III.10.2.1. Conduite SP2-R3.....	49
III.10.2.2. Conduite R_T -A.....	50
III.10.2.3. Conduite A -R1.....	51
III.10.2.4. Conduite A -R2.....	52
III.10.3. Tableau récapitulatif.....	53
III.11. Conclusion.....	53

Chapitre IV : protection des conduites

IV.1. Introduction.....	54
IV.2. Vue d'ensemble sur le phénomène	54
IV.3. Causes du phénomène.....	54
IV.4. Moyens de protection contre le régime transitoire.....	54
IV.4.1. Les volants d'inertie.....	55
IV.4.2. Les soupapes de décharge.....	55
IV.4.3. Soupapes d'admission et de purge d'air.....	55
IV.4.4. Les ventouses.....	56
IV.4.5. Réservoir d'air.....	56
IV.4.6. Cheminée d'équilibre.....	56
IV.5. Etude du coup de bélier.....	56
IV.5.1. La valeur du coup de bélier.....	56
IV.6. Valeurs numériques du coup de bélier.....	58
IV.6.1. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les tronçons (SP1_SP2) et (SP2_ R_T).....	58

IV.6.2. Méthode de calcul d'un réservoir d'air.....	59
IV.6.2.1. Principe de fonctionnement.....	59
IV.6.2.2. Principe de calcul	59
IV.6.2.3. Principe de construction de l'épure de Bergeron.....	60
IV.7. Application du calcul pour les différents tronçons.....	62
IV.7.1. Tronçon SP1-SP2.....	62
IV.7.2. Tronçon SP2-R _T	68
IV.7.3. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les tronçons (SP2-R2) et (R _T -A).....	73
IV. Conclusion.....	73

Chapitre V : Réseau distribution

V.1. Introduction.....	74
V.2. classification des réseaux de distribution	74
V.2.1. Le réseau ramifié.....	74
V.2.2. Le réseau maillé	74
V.2.3. le réseau mixte	74
V.3. Principe du tracé du réseau combiné.....	75
V.3. Principe du tracé du réseau combiné	75
V.4.1. Détermination des débits.....	76
V.4.1.1. Débit Spécifique	76
V.4.1.2. Débit En Route	76
V.4.2. Calcul des débits	76
V. V.4.2.1. Cas de pointe.....	76
V. V.4.2.1. Cas de pointe+ incendie	83
V.5. Répartition arbitraire des Débits.....	88
V.6. Détermination des diamètres et des vitesses.....	88
V.7. Simulation par le logiciel.....	88
V. Conclusion.....	89
Conclusion général.....	90

Introduction générale

L'eau demeure une source de vie des êtres vivants, élément essentiel dans leur subsistance et leur développement, et cela dans les différentes catégories telles que l'agriculture, la consommation humaine, l'industrie et la production d'énergie.

La multiplicité de ses usages a fait de l'eau une ressource fondamentale des activités humaines. Au cours du XX^{ème} siècle, la consommation de l'eau a augmentée deux fois plus vite que la population, résultat plus d'un milliard de personnes dans le monde n'ont pas accès à cette ressource si précieuse.

Assurer l'approvisionnement en eau potable de la population est l'une des premières préoccupations de l'état Algérien, néanmoins le transfert des eaux potables de la source aux usagers nécessite des études sérieuses maîtrisant les techniques des écoulements et celles de l'économie.

Dans ce contexte l'objectif du présent travail contribue au dimensionnement du réseau d'AEP de la ville d'AOMAR.

Pour ce faire on a suivi les différentes étapes organisées comme suit :

- Dans le premier chapitre, récolter les données concernant le site à savoir (la situation géographique, la morphologie du site, situation climatique, répartition de la population, réseau hydrographique et les ressources en eau) et les équipements existants et futurs. Ces données nous permettront de déterminer le débit à mobiliser ;
- Dans le deuxième chapitre, faire une vérification de capacités des réservoirs existants et un choix de l'emplacement des réservoirs projetés ;
- Dans le troisième chapitre, faire une étude technico-économique dans le but de dimensionner les conduites d'adduction ;
- Dans le quatrième chapitre, prendre les précautions nécessaires pour avoir un réseau durable, pour cela, il faut protéger les différents tronçons contre le phénomène de coup de bélier, prendre les précautions nécessaires anti coup de bélier.
- La distribution, déterminer les différents paramètres hydraulique et géographique pour le cas de pointe et plus l'incendie pour dimensionner le réseau de distribution.

I.1. Introduction

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, l'étude du site est nécessaire afin de connaître toutes les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influent sur la conception du projet.

Les réseaux publics de distribution doivent satisfaire les besoins en eau domestiques, des services publics et des besoins d'arrosage et industriels. L'évaluation des quantités d'eau nécessaires, c'est une partie importante dans toutes les études et les avant-projets concernant le domaine de l'alimentation en eau potable et chaque catégorie de consommation dépend de plusieurs paramètres, et l'évaluation de ces derniers avec une précision donnent un bon dimensionnement de réseau.

I.2. Présentation du site

I.2.1. Situation de la zone d'étude

La commune d'AOMAR se situe à l'Ouest du chef lieu de Wilaya de BOUIRA sur l'axe de développement Est-Ouest, son chef lieu de commune est l'agglomération "AOMAR Gare" qui se positionne au centre de la commune, et qui constitue le point de convergence de la plupart des localités à travers le territoire communal. Ce dernier couvre une superficie de 6970 ha avec une population de 28594 hab. (RGPH 2008) [1]. La commune se trouve limitée comme suit :

-) **Au Nord** : Par la Wilaya de TIZI OUZOU ;
-) **A l'Est** : Par la Wilaya de TIZI OUZOU ;
-) **Au Sud** : Par la commune d'AIT LAAZIZ ;
-) **A l'Ouest** : Par les communes de DJEBAHIA et KADIRIA.

La commune d'AOMAR dispose d'un réseau de communication important permettant ainsi une bonne accessibilité à travers le territoire communal, mais aussi national en l'occurrence la RN 5 et la RN 25. Il y a l'existence de chemins de Wilaya permettant la communication entre différentes localités de la commune tout en desservant les communes limitrophes (CW 19 et CW 48) ; quant au reste du réseau, il se compose de chemins vicinaux et de pistes carrossables reliant les différentes fractions de la zone éparsée concernant l'armature urbaine de la commune hormis l'agglomération chef lieu. La commune d'AOMAR se compose de deux agglomérations secondaires à savoir KALOUS au Sud-Est sur la RN 5 et EL MADJEN au Sud (Tissu d'origine VSA) ; Cependant, le groupement urbain à KRARIB prévu comme AS (agglomération secondaire) au Nord, ce dernier se greffant sur le CW 48 et ayant une bonne aptitude à l'urbanisation.

La localisation de la commune d'étude est donnée dans la figure (I.1) ci-dessous.

I. 2.2. La morphologie du site

La morphologie du site présente un relief montagneux et fortement accidenté, renfermant un ensemble de collines et d'étroites vallées, l'altitude moyenne est d'environ 400 m. De part et d'autres des versants, les pentes dépassent les 12 %, les vallées à pentes faibles se localisent au bas des versants en bordure des Oueds. Les zones forestières se situent en haut des versants au Nord et au Sud du territoire communal et couvrent une superficie dépassant les 1000 ha. [2].

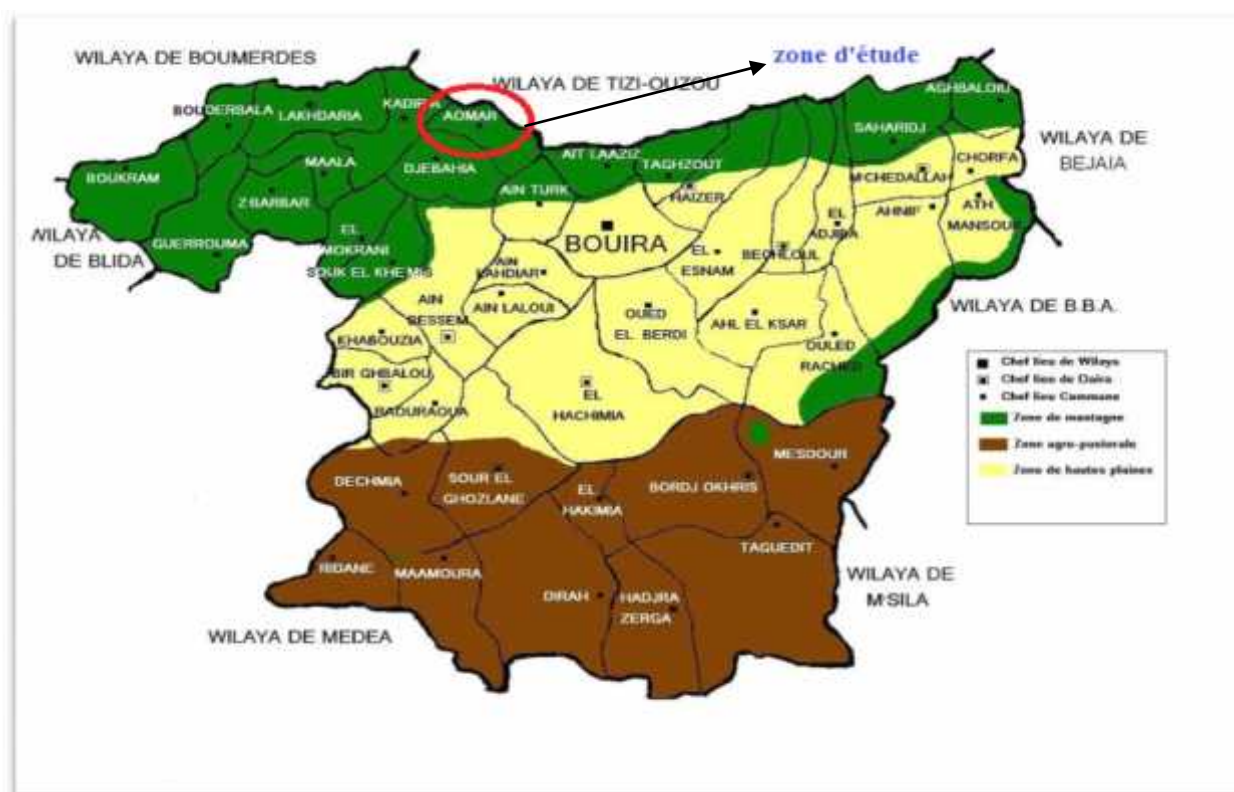


Figure (I.1) : Localisation de la commune d'étude

I.2.3. Climatologie

I.2.3.1. Climat

La commune se caractérise par un climat à tendance continentale du fait de l'amortissement de l'influence de la méditerranée par la chaîne montagneuse du DJURDJURA. Les amplitudes annuelles et journalières des températures sont fortes. En fonction du relief et du climat, la végétation forestière (Chêne, liège) se trouve dans les zones montagneuses, soit presque 20 % de la superficie communale [2].

I.2.3.2. Pluviométrie

Les précipitations qui oscillent entre 600 et 1000 mm par an, sont abondantes en hiver et faibles en été [2].

I.2.3.3. Température

La température de la région est d'environ 9°C en hiver et peut dépasser les 42°C en été.

I.2.3.4. Vents

Les vents dominants généralement de Nord-Ouest et du Nord-Est tandis que les faibles sont du Sud.

Le sirocco souffle 20 jours par an environ.

I.2.4. Situation démographique

La population est l'un des éléments essentiels dans tout projet, car tout se fait par l'homme et pour lui. D'après les données recueillies localement auprès de l'URBAB selon le RGPH 2008, la population de la zone d'étude (Chef lieu d'AOMAR) est de 761 hab.

- Zone 1 a 3606 hab,
- Zone 2 a 3605 hab.

- Zone 3 a 250 hab.

I.2.5. Réseau hydrographie

Le réseau hydrographique dans toute la commune se résume en un seul cours d'eau à savoir, Oued DJEMAA considéré comme le haut cours de l'ISSER, ce dernier qui longe la RN 5 d'Est en Ouest, divise le territoire communal en deux parties côté Sud-Est. Aussi on recense plusieurs chaâbets et Oueds temporaires alimentant l'Oued sus-cité.

I.2.6. Ressources en eau

Les ressources en eau de la région se composent [2] :

- ✓ Des eaux du barrage de Koudia Tasserdoune.
- ✓ De plusieurs puits.

I.2.6.1. Eaux souterraines

L'alimentation en eau potable se fait par les eaux souterraines exploitées qui se composent de puits.

I.2.6.2. Eaux de surfaces

L'exploitation des eaux de surfaces de la région pour l'alimentation de la ville d'AOMAR, sera assurée par le stockage du barrage de Koudia Tasserdoune. Actuellement l'alimentation en eau potable est assurée essentiellement par des puits. Il y a également le réservoir de 1500 m³ situé à KRARIB.

I.3. Estimation des besoins

I.3.1. Evaluation de la population

En 2008 la population du chef lieu d'AOMAR a été estimée à **7611** habitants [1,2], les prévisions seront établies pour l'horizon 2046.

D'ici, nous pouvons avoir une idée approchée sur la population future par application de la relation suivante :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + r)^n \quad (I.1)$$

Avec :

- P_n : Population future prise à l'horizon quelconque (hab.),
- P_0 : Population de l'année de référence (hab.),
- r : Taux d'accroissement annuel de la population %,
- n : Nombres d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Le tableau (I.1) suivant présente le nombre d'habitant pour les différents horizons.

Tableau(I.1): Estimation de la population future

Année	Taux d'accroissement (%) [2]	Population
2008	2.02	7611
2016	2.02	8931
2046	1.93	13505

L'évolution démographique pour les différents horizons est illustrée dans la figure (I.2) ci-après :

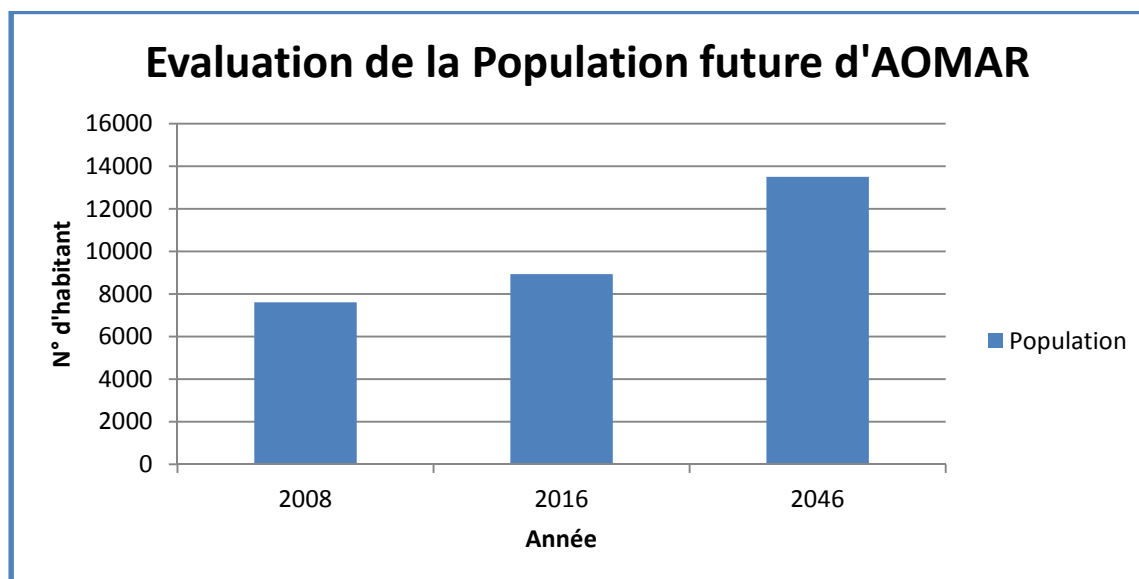


Figure (I.2) : Graphe de l'évolution démographique pour différents horizons

I.3.2. Catégories des besoins

La qualité et la quantité d'eau potable à garantir pour une agglomération sont fonction du type de consommateurs existants. C'est pour cette raison que nous devons recenser toutes les catégories de consommation rencontrées au niveau de l'agglomération étudiée. Ainsi, nous avons :

- Besoins domestiques.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins socioculturels et sportifs.

I.3.3. Choix de la norme unitaire de consommation

I.3.3.1. Définition

La dotation ou la norme de consommation est définie comme étant la quantité quotidienne d'eau que doit utiliser l'être humain dans ces différents besoins à savoir la consommation urbaine, l'irrigation domestique, consommation publique et pertes. Elle est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre carré de surface de végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animal, par véhicule,... etc.

I.3.3.2. Critères de choix de la norme

La norme de consommation dépend essentiellement du :

- Niveau de vie de la population et de ses habitudes.
- Nombre d'habitants.
- Développement urbain et sanitaire de la ville.
- Des ressources existantes.
-

I.3.4. Détermination de la consommation moyenne journalière

Le débit moyen journalier au cours de l'année se détermine par la relation suivante :

$$Q_{moyj} = X \frac{N_i D_i}{1000} \quad (I.2)$$

Avec :

- $Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière [m^3/j],
- N_i : Nombre de consommateur,
- D_i : Dotation moyenne journalière de la consommation [$l/hab.j$],
- i : Nombre de groupes ($i = 1, 2, 3, \dots, n$).

I.3.4.1. Besoins domestiques

La dotation varie pour les petites agglomérations de 60 à 100 l/j/hab. et de 100 à 200 l/j/hab [1,2]. pour les grandes agglomérations. Il est jugé qu'une dotation de 150 litres/jour/habitant (Annexe(1)) sera suffisante pour satisfaire les besoins de toute la population pour le long terme. Les résultats sont représentés dans le tableau (I.2) suivant :

Tableau (I.2) : Détermination des besoins domestique.

Année	N ^{bre} d'habitant	Dotation moyenne [l/j/hab.]	Consommation moyenne Journalière [m^3/j]
2016	8931	100	893.1
2046	13505	150	2025.75

I.3.4.2. Besoins scolaires

Les différents besoins scolaires sont regroupés dans le tableau (I.3) suivant [1,2] :

Tableau (I.3) : Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Types d'équipements	Unité	N ^{bre} d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)
Ecole primaire	élève	420	30	12.6
Technicum	élève	300	30	9
C.E.M	élève	720	30	21.6
Total (m^3/j)				43.2

I.3.4.3. Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires sont regroupés dans le tableau (I.4) suivant [1,2] :

Tableau (I.4) : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Types d'équipements	Unité	N ^{bre} d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m^3/j)
Centre de santé	lit	30	300	9

I.3.4.4. Besoins administratives

Les différents besoins administratives sont regroupés dans le tableau (I.5) suivant [1,2] :

Tableau (I.5) : Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Types d'équipements	Unité	N ^{bre} d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
APC	Employeur	40	15	0.6
PTT	Employeur	20	15	0.04
Police communal	Agent	15	50	0.75
Protection civile	Agent	40	50	2
Gendarmerie	Agent	30	50	1.5
Sureté urbaine	Employeur	20	15	0.3
Total (m³/j)				5.19

I.3.4.4. Besoins socioculturelles et sportifs

Les différents besoins socioculturels et sportifs sont regroupés dans le tableau (I.6) suivant [1,2] :

Tableau (I.6) : Tableau récapitulatif des besoins

Types d'équipements	Unité	N ^{bre} d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (m ³ /j)
Mosquée	Fidèles	1000	15	5
Maison de jeune	Personnes	150	15	0.75
Stade communal	vestiaire	1	500	5
Total (m³/j)				10.75

I.3.5. Récapitulatif des différentes consommations journalières

Après étude de l'estimation des besoins, nous dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour l'alimentation de la localité jusqu'à l'horizon d'étude (Tableau (I.7)).

Tableau (I.7): Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques	2025.75
Scolaires	43.2
Administratifs	5.19
Sanitaires	9
Socioculturelles et sportifs	10.75
Total (m³/j)	2093.89

A partir du tableau (I.7), nous évaluons les besoins de l'ordre de :

$$Q_{moy,j} \times 2093.89 \text{ m}^3/\text{j} = 2093.89/86.4 = \mathbf{24.23 \text{ l/s}}$$

I.3.6. Variation des débits de consommation journaliers

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

-) Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de l'agglomération considérée.
-) Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville.
-) Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine.
-) Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

I.3.7. Coefficient d'irrégularité

I.3.7.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$)

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de $Q_{max,j}$ sur le $Q_{moy,j}$, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \quad (I.3)$$

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par $K_{max,j}$ avec :

- $Q_{max,j}$: Débit de consommation maximum journalier.
- $Q_{moy,j}$: Débit de consommation moyen journalier.

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre [1.1- 1.3] . Dans le présent cas, on prend $K_{max,j} = \mathbf{1.3}$.

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

I.3.7.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$)

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

$$K_{min,j} = \frac{Q_{min,j}}{Q_{moy,j}} \quad (I.4)$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier.

La valeur de $K_{min,j}$ varie entre [0.7 à 0.9]. On prend $K_{min,j} = \mathbf{0.7}$.

I.3.7.3. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$)

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe. Pour son calcul, on utilise la formule suivante :

$$K_{max,h} = r_{max} * S_{max} \quad (I.5)$$

Avec :

- r_{\max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail. Sa valeur varie de 1.2 à 1.5 et dépend du niveau de développement local, on prend $r_{\max} = 1.25$.
- s_{\max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (I.8) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (I.8) : La variation de r_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
max	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1

Ayant un nombre d'habitants de **13505 hab.**, donc $r_{\max} = 1.22$. Ainsi :

$$K_{\max,h} = 1.25 * 1.22 * 1.5$$

Ce coefficient de pointe, qui est de 1.5, nous oriente vers le graphique de consommation figurant dans le tableau (I.9).

I.3.7.4. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire caractérisant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = r_{\min} * s_{\min} \quad (I.6)$$

Avec :

- r_{\min} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, sa valeur varie de **0.4** à **0.6**. On prend $r_{\min} = 0.5$.
- s_{\min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau (I.9) donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau (I.9) : La variation de s_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
min	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7

Ayant un nombre d'habitants de **13505 hab.**, donc $s_{\min} = 0.47$

I.3.8. Détermination des débits journaliers

I.3.8.1. Consommation maximale journalière ($Q_{\max,j}$)

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage. Ce débit est donné par :

$$Q_{\max, j} = K_{\max, j} * Q_{\text{moy}, j} \quad (\text{I.7})$$

Avec :

- $Q_{\max, j}$: Débit maximum journalier en m^3/j ,
- $Q_{\text{moy}, j}$: Débit moyen journalier en m^3/j ,
- $K_{\max, j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalière.

Alors :

$$Q_{\max, j} = 1.3 * Q_{\text{moy}, j}$$

I.3.8.2. Consommation minimale journalière ($Q_{\min, j}$)

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année :

$$Q_{\min, j} = K_{\min, j} * Q_{\text{moy}, j} \quad (\text{I.8})$$

On prend $K_{\min, j} = 0.8$

Le tableau (I.10) ci-dessous montre la récapitulation de consommation journalière maximale et minimale :

Tableau(I.10) : Récapitulation de consommation journalière maximale et minimale à long terme

$Q_{\text{moy}, j}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\max, j}$	$Q_{\max, j}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\min, j}$	$Q_{\min, j}(\text{m}^3/\text{j})$
2093.89	1.3	2722.06	0.7	1465.72

I.3.9. Détermination des débits horaires

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

I.3.9.1. Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy}, h} = \frac{Q_{\max, j}}{24} \quad (\text{I.9})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy}, h}$: Débit moyen horaire en m^3/h ,
- $Q_{\max, j}$: Débit maximum journalier en m^3/j .

$$\text{Donc : } Q_{\text{moy}, h} = \frac{2722.06}{24} = 113.42 \text{ m}^3/\text{h}.$$

$$Q_{\text{moy}, h} = 113.42 \text{ m}^3/\text{h} = 31.51 \text{ l/s}$$

I.3.9.2. Détermination du débit maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$K_{\max h} \times \frac{Q_{\max h}}{Q_{\text{moyh}}} \quad (\text{I.10})$$

Donc : $Q_{\max h} \times K_{\max h} * Q_{\text{moyh}}$

Avec :

- $Q_{\text{moy,h}}$: Débit moyen horaire en $\text{m}^3/\text{h} = 149.33\text{m}^3/\text{h}$,
- $K_{\max, h}$: Coefficient de pointe,
- $Q_{\max, h}$: Débit max horaire en m^3/h .

On a donc :

$$Q_{\max h} \times 1.5 * 113.42 = 170.13 \text{ m}^3/\text{h}$$

I.3.10. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée, en fonction du nombre d'habitants, dans le tableau (I.11) ci-dessous :

Tableau (I.11) : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heures	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Remarque :

Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération. Pour notre cas, on a choisi la répartition variant entre **10001** et **50000** hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2046** sera, **13505 hab.**). La partition est indiquée dans le tableau (I.12) suivant:

Tableau (I.12): Variation des débits horaires

Heures	Consommation totale $Q_{\max,j} = 2722.06 \text{ m}^3/j$		Consommation cumulée	
	%	$Q_{\text{hor}} (\text{m}^3/\text{h})$	%	$Q_{\text{hor}} (\text{m}^3/\text{h})$
00-1	1.5	40.83	1.5	40.83
1-2	1.5	40.83	3	81.66
2-3	1.5	40.83	4.5	122.49
3-4	1.5	40.83	6	163.32
4-5	2.5	68.05	8.5	231.38
5-6	3.5	95.27	12	326.65
6-7	4.5	122.49	16.5	449.14
7-8	5.5	149.71	22	598.85
8-9	6.25	170.13	28.25	768.98
9-10	6.25	170.13	34.5	939.11
10-11	6.25	170.13	40.75	1109.24
11-12	6.25	170.13	47	1279.37
12-13	05	138.60	52	1415.47
13-14	05	138.60	57	1551.57
14-15	5.5	149.71	62.5	1701.29
15-16	06	163.32	68.5	1864.61
16-17	06	163.32	74.5	2027.93
17-18	5.5	149.71	80	2177.65
18-19	05	138.60	85	2313.75
19-20	4.5	122.49	89.5	2436.24
20-21	04	108.88	93.5	2545.13
21-22	03	81.66	96.5	2626.79
22-23	02	54.44	98.5	2681.23
23-00	1.5	40.83	100	2722.06
Total	100	2729.52		

A partir du tableau (I.12), les heures de pointe sont de 8^h jusqu'à 12^h avec un débit :

Pour la zone 1 on a : $Q_{\max h} = 71.46 \text{ m}^3/\text{h}$.

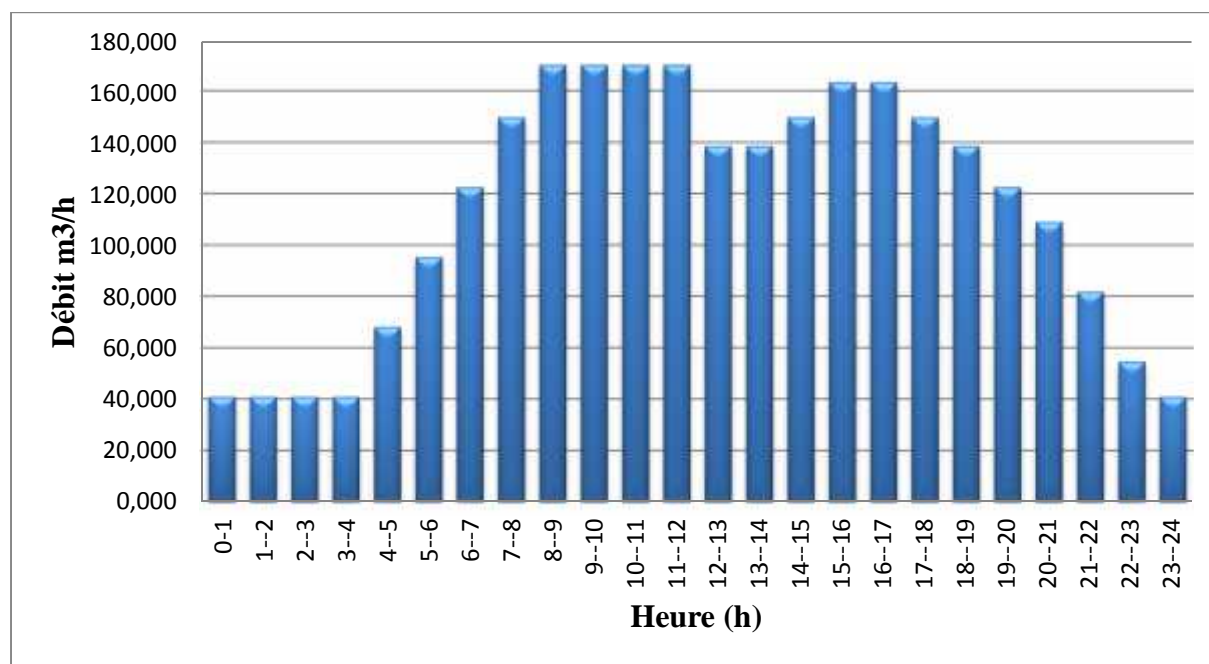
Pour la zone 2 on a : $Q_{\max h} = 72.10 \text{ m}^3/\text{h}$.



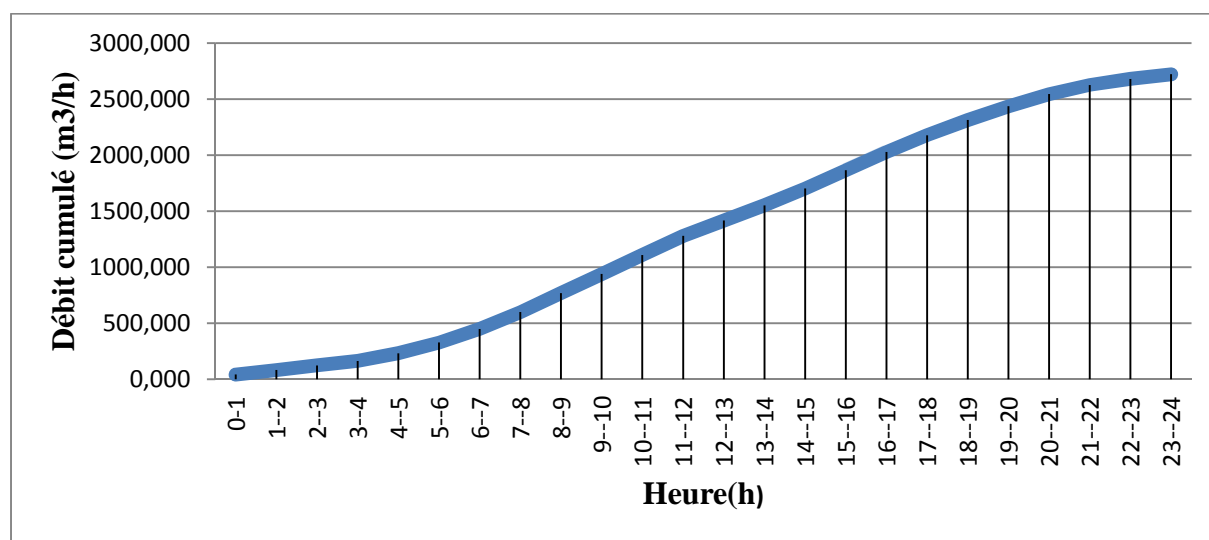
$Q_{\max h \text{ total}} = 170.13 \text{ m}^3/\text{h}$.

Pour la zone 3 on a : $Q_{\max h} = 6.92 \text{ m}^3/\text{h}$.

Le graphe de la consommation et la courbe intégrale sont représentées dans les figures (I.3) et (I.4) respectivement.



Figure(I.3) : Histogramme de consommation journalière



Figure(I.4) : la courbe de débit cumulé

I.4. Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons essayé de présenter toutes les données nécessaires concernant la région d'étude de point de vue climatologique, démographique,...etc. Nous avons aussi procédé au calcul d'une façon estimative et approchée, des différentes catégories de consommateurs rencontrés dans l'agglomération ainsi que les besoins en eau potable qui leurs correspondent. Cette estimation trouve sa justification du fait que nous ne connaissons pas les habitudes de la population vue qu'elle est semi-rurale. Nous avons ainsi déduit les différents débits variables dans le temps qui vont nous servir comme base de données pour le dimensionnement du système d'alimentation en eau potable appelé à garantir la consommation en eau potable de l'agglomération en question.

II.1. Introduction

Le réservoir est un ouvrage hydraulique intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Cet ouvrage est aménagé pour contenir de l'eau soit pour la consommation publique, ou pour l'industrie. Nous allons utiliser les quatre réservoirs existants qui sont implantés à des cotes différentes ayant chacun une capacité bien déterminée.

II.2. Description des réservoirs existants

Le système d'alimentation en eau potable de chef lieu d'AOMAR est disposé de quatre (04) réservoirs, dont les caractéristiques sont données dans le tableau (II.1) [2] ci-dessous. voir la figure(III.8).

Tableau (II.1) : Caractéristiques des réservoirs

Réservoirs	Capacité (m ³)	Cote de terrain Naturel (m)	Observations
R1	1000	794	Bon état
R2	150	579	Moyen état
R3	500	801	Bon état
R_T (Réservoir tampon)	350	844	Moyen état

II.3. Rôle des réservoirs

Le rôle du réservoir est [3] :

- Emmagasinement d'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage ;
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes) ;
- Assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe ;
- Assurer une réserve d'incendie ;
- Ils peuvent également jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.

II.4. Emplacement des réservoirs

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre, car l'on doit tenir compte des considérations suivantes [3] :

- Il est préférable que l'emplacement puisse permettre une distribution gravitaire, c'est à dire que la côte du radier doit être supérieure à la côte piézométrique maximale dans le réseau de l'agglomération.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité de l'important centre de la consommation ;

- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire aux abonnés la pression suffisante.

La figure(II.1) ci-dessous montre les différentes manières pour l'emplacement du réservoir

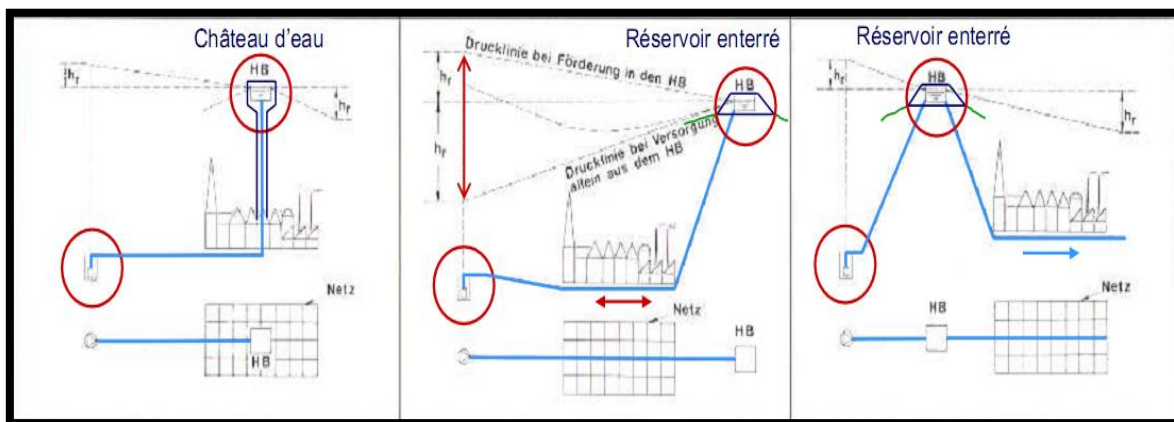


Figure (II.1): emplacement des réservoirs

II.5. Principe de fonctionnement

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants [3] :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante ;
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction distribution) , Ce pendant lors des heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

II.6. Le type des réservoirs

D'après la nature des matériaux, on distingue [3] :

- Les réservoirs métalliques.
- Les réservoirs en maçonnerie.
- Les réservoirs en béton armé, ordinaires ou précontraints.

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrés.
- Semi-enterrés. (sur surface)
- Sur- élevés, sur tour.

D'après les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

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

Selon des servitudes d'esthétisme on peut affirmer les fonctions d'un réservoir comme on peut l'intégrer au paysage.

Enfin, d'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires.
- Carrés.

- Rectangulaires.
- Comme on trouve parfois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, conique, ...etc).

II.7. Equipement du réservoir

II.7.1. Equipements hydrauliques des réservoirs

L'alimentation de ces quatre (04) réservoirs est assuré par les différents puits, chaque réservoir est équipé hydrauliquement par différentes conduites telles que [4] :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- D'une conduite de départ ou de distribution ;
- D'une conduite de trop-plein
- D'une conduite de vidange ;
- D'une conduite by-pass ;
- Du système de matérialisation d'incendie.

II.7.1.1. Conduite d'arrivée

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivée de l'eau permet le renouvellement d'eau par mélange en créant des perturbations et écoulements par rouleaux. Les robinets à flotteurs destinés à alimenter ou à interrompre l'arrivée d'eau dans les réservoirs doivent être d'un type anti-bélier ; les soupapes et leurs parties sont en bronze ou en métal inoxydable [4] (Figure (II.2)).

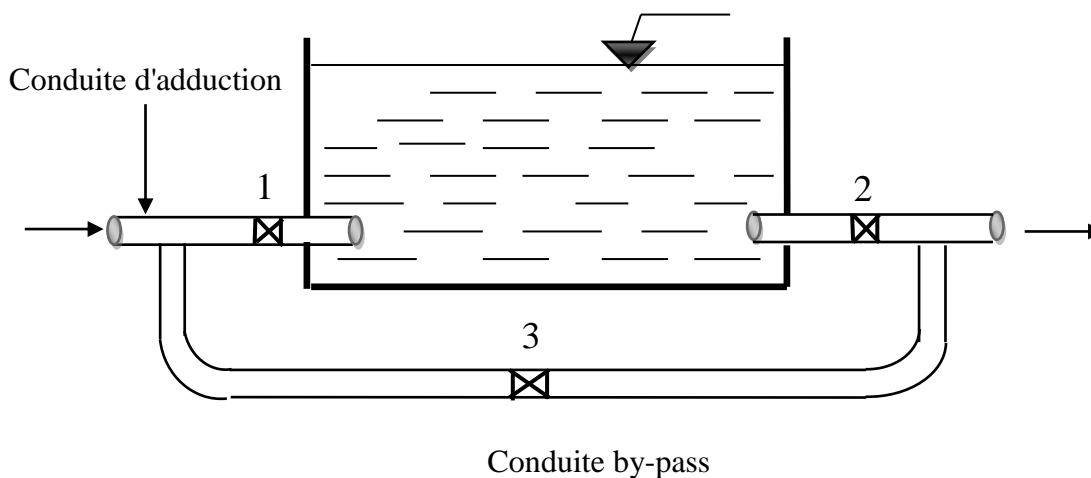


Figure (II.2) : conduite d'arrivée

II.7.1.2. Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).

Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite [4]. (Figure (II.3)).

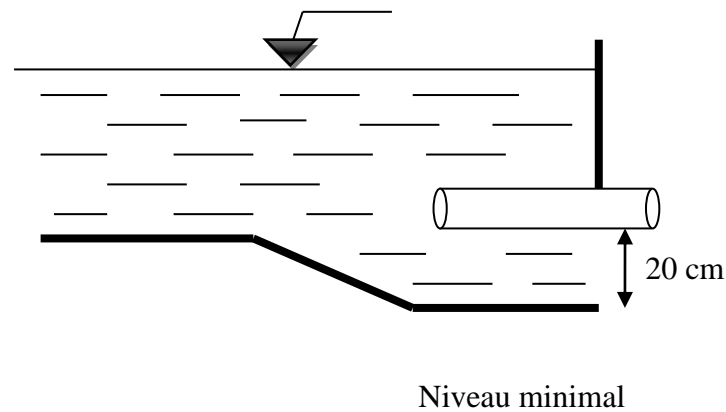


Figure (II.3) : Conduite de distribution

II.7.1.3. Conduite de trop-plein :

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger [4]. (Figure (II.4)).

II.7.1.4. Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable [4] (Figure(II.4)).

II.7.1.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivé et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'un incendie à forte charge [4]. (Figure (II.2)).

II.7.1.6. Système de matérialisation d'incendie

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'incendie est atteint. Nous distinguons le système à deux prises et le système à siphon [3].

A. Système à deux prises

Deux conduites sortent du réservoir, l'une prend son départ juste au niveau de la réserve d'incendie l'autre au fond de la réserve d'incendie et elle est munie d'un robinet vanne. Ces conduites se rencontrent dans la chambre de manœuvre. Quand le niveau d'eau dans la cuve atteint le niveau de la consigne d'incendie, l'alimentation cesse de se faire et la réserve d'incendie reste intacte. Le robinet vanne cité ci-dessus est responsable de la préservation de la réserve d'incendie.

La réserve d'incendie n'est pas convenablement renouvelée, la stagnation de l'eau conduit à sa dégradation et aux dépôts dans le réservoir.

B. Système à siphon

Une seule conduite sort de la cuve et prend son départ au fond de la réserve d'incendie. Arrivant dans la chambre de manœuvre, cette conduite comporte un siphon muni d'un évent et de trois robinets vanne.

Le premier est placé avant le siphon, le deuxième à sa sortie et le troisième sur le tronçon de la conduite, entre les deux bouts du siphon.

Quand le niveau d'eau dans le réservoir atteint le niveau de la consigne d'incendie, le système se désamorçe grâce à l'évent tout en laissant le premier et le deuxième robinet ouverts.

Le premier et le troisième robinet vanne sont responsables de la préservation de la réserve d'incendie. (Figure (II.4)).

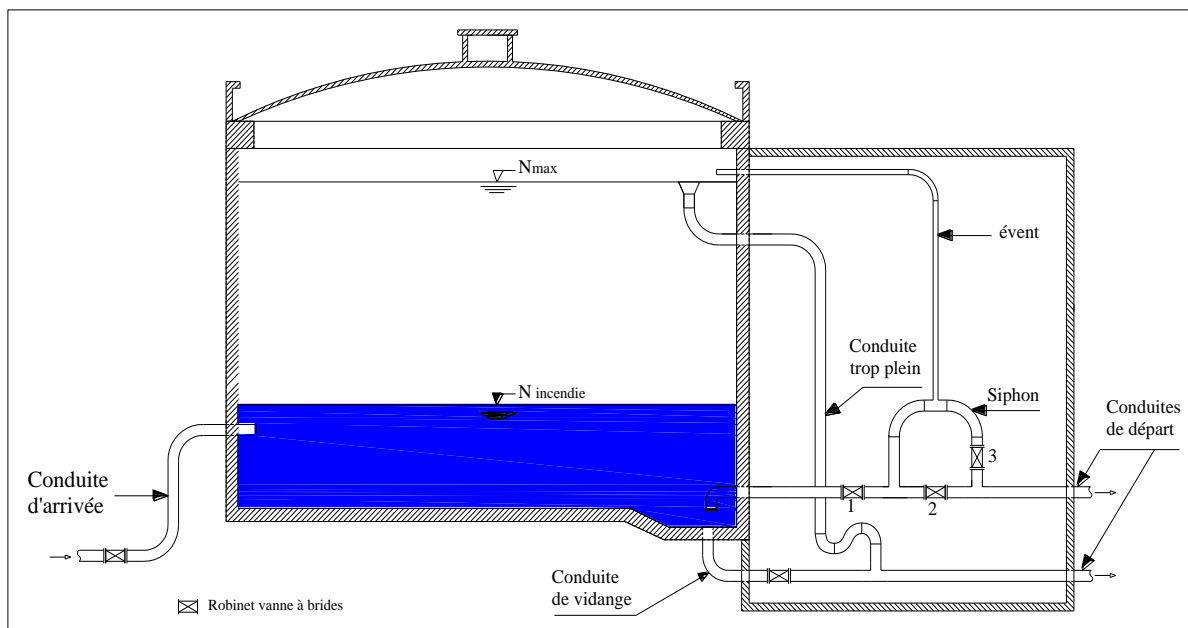


Figure (II.4) : Equipements du réservoir

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. La traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peut s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles à double brides.

II.7.2. Equipement de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel ;
- Equipements spéciaux pour le nettoyage ;
- Pompe d'alimentation en eau.

II.8. Vérification de la capacité des réservoirs existants à l'horizon projet

Pour l'estimation de la capacité d'un réservoir à l'horizon 2046, on a recourt soit à la méthode graphique ou analytique [5].

II.8.1. Méthode graphique

Cette méthode tient compte de la courbe de consommation totale (intégrale) déduite à partir de coefficients de variation horaires de la consommation, et la courbe d'apport du débit pompé en fonction de la durée de pompage (baissée sur le traçage des courbes de la consommation et l'apport de la station de pompage), en additionnant en valeur absolue les

écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier. Donc :

$$V_R = \Delta V_{\max} + \Delta V_{\min} + V_{\text{inc}} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- V_R : Volume du réservoir,
- ΔV_{\min} : Surplus en (m^3),
- ΔV_{\max} : Déficit en (m^3),
- V_{inc} : Réserve d'incendie ($V_{\text{inc}} = 120 \text{ m}^3$).

II.8.2. Méthode analytique

La méthode analytique se base sur le régime de la consommation tout au long de la journée et le temps du fonctionnement de la pompe, le volume utile V_u est déterminé par la formule suivante :

$$V_u = \frac{Q_{\max, J} \cdot P\%}{100} \quad (\text{II.2})$$

Où :

- V_u : Volume utile,
- $Q_{\max, J}$: Débit maximum journalier,
- $P\%$: Pourcentage du volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir.

Enfin, le volume du réservoir est donné par la formule :

$$V_R = V_u + V_{\text{inc}} \quad (\text{II.3})$$

La pompe fonctionne 20/24h donc :

$$Q_{\max, h.P} = Q_{\max, J} \frac{100}{20} \quad (\text{II.4})$$

II.9. Détermination des capacités des réservoirs existants

II.9.1. Dimensionnement du réservoir R1

II.9.1.1. Méthode analytique

Ce réservoir assure la distribution ci-dessous (Annexe(1)) vers la zone (1) dont le nombre d'habitants est 6532 habitants, donc on aura :

$$\alpha_{\max} = 1.25 \text{ et } \beta_{\max} = 1.38$$

$$k_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} = 1.7$$

$$Q_{\max j} = 1715.13 \text{ m}^3/\text{jour}$$

Le tableau(II.2) ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir R1 par la méthode analytique.

Tableau (II.2) : Détermination de la capacité du réservoir R1 par la méthode analytique

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.16	01	3.16		9.67
1-2	4.16	01	3.16		12.83
2-3	4.16	01	3.16		15.99
3-4	4.16	01	3.16		19.15
4-5	4.16	02	2.16		21.31
5-6	4.16	03	1.16		22.47
6-7	4.16	05		0.84	21.63
7-8	4.16	6.5		2.34	19.29
8-9	4.17	6.5		2.33	16.96
9-10	4.17	5.5		1.33	15.63
10-11	4.17	4.5		0.33	15.30
11-12	4.17	5.5		1.33	13.97
12-13	4.17	07		2.83	11.14
13-14	4.17	07		2.83	8.31
14-15	4.17	5.5		1.33	6.98
15-16	4.17	4.5		0.33	6.65
16-17	4.17	05		0.83	5.82
17-18	4.17	6.5		2.33	3.49
18-19	4.17	6.5		2.33	1.16
19-20	4.17	5.0		0.83	0.33
20-21	4.17	4.5		0.33	00.00
21-22	4.17	03	1.17		1.17
22-23	4.17	02	2.17		3.34
23-24	4.17	01	3.17		6.51
Total	100	100			

Le réservoir est plein à 24 heures et prêt à satisfaire la distribution pendant toute la durée de la demande des abonnés.

Dans notre cas, la capacité du réservoir se calcule en utilisant la formule (II.2).

$$V_{\max} = \frac{22.47 * 1715.13}{100}$$

$$V_{\max} = 385.39 \text{ m}^3$$

A cela s'ajoute la réserve incendie de l'ordre 60 m³/h pendant deux heures à raison de 16.67 l/s. Nous optons pour deux heures du fait qu'au-delà l'incendie aura tout détruit.

Par conséquent, la capacité totale du réservoir est :

$$V_u = 385.39 + 120 = 505.39 \text{ m}^3$$

$$V_U = 505.39 \text{ m}^3$$

$$V_U = 506 \text{ m}^3$$

La capacité totale du réservoir est de 1000 m³, alors que le volume calculé est estimé à 506m³, la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de la zone 1.

II.9.1.2. Méthode graphique

Le tableau(II.3) ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir R1 par la méthode analytique.

Tableau (II.3) : Détermination de la capacité du réservoir R1 par la méthode graphique

Heure	Apport (%)	Apport cumulé (%)	Distribution (%)	Distribution cumulée (%)	La différence entre les cumules
0-1	4.16	4.16	01	01	3.16
1-2	4.16	8.32	01	02	6.32
2-3	4.16	12.48	01	03	9.48
3-4	4.16	16.64	01	04	12.64
4-5	4.16	20.8	02	06	14.80
5-6	4.16	24.96	03	09	15.96
6-7	4.16	29.12	05	14	15.12
7-8	4.16	33.28	6.5	20.50	12.78
8-9	4.17	37.45	6.5	27.00	10.45
9-10	4.17	41.62	5.5	32.50	09.12
10-11	4.17	45.79	4.5	37.00	08.79
11-12	4.17	49.96	5.5	42.50	07.46
12-13	4.17	54.13	07	49.50	04.63
13-14	4.17	58.30	07	56.50	1.8
14-15	4.17	62.47	5.5	62.00	0.47
15-16	4.17	66.64	4.5	66.50	0.14
16-17	4.17	70.81	05	71.50	-00.69
17-18	4.17	74.98	6.5	78.00	-03.02
18-19	4.17	79.15	6.5	84.50	-05.35
19-20	4.17	83.32	5.0	89.50	-06.18
20-21	4.17	87.49	4.5	94.00	-06.51
21-22	4.17	91.66	03	97.00	-05.34
22-23	4.17	95.83	02	99.00	-03.17
23-24	4.17	100	01	100	00.00
Total	100		100		

A partir du tableau (II.3) nous avons tracé la courbe présentée dans la figure (II.5).

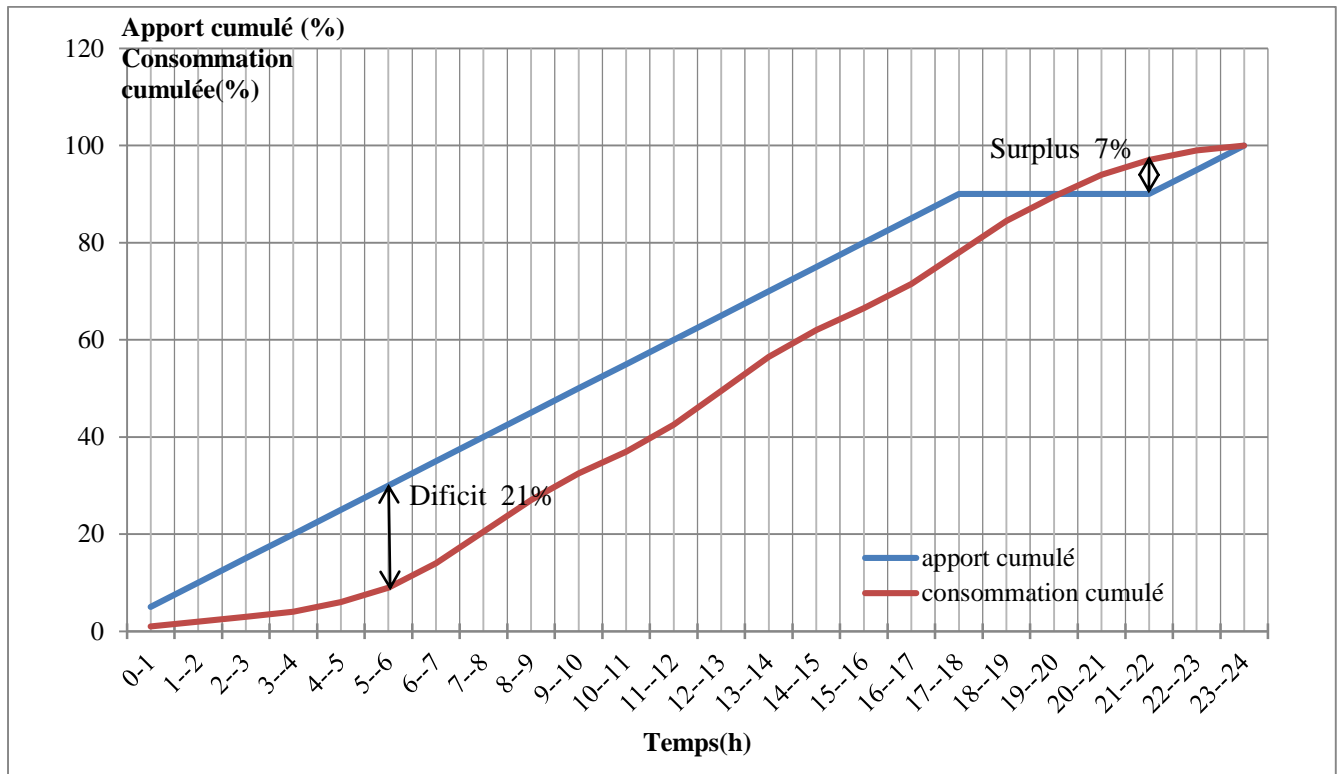


Figure (II.5) : capacité du réservoir R1 par la méthode graphique

De la courbe on retire P(%) :

$$P\% = |V| + |V^-|$$

$$P\% = 15.96 + 6.51 = 22.47$$

$$V_{\max} = \frac{1715.13 * 22.47}{100} = 385.39 \text{ m}^3$$

$$V_U = +385.39 - 120 = 505.39 = 506$$

$$V_U = 506 \text{ m}^3$$

II.9.1.3. Calcul de diamètre de la cuve du réservoir

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité $< 10\,000 \text{ m}^3$, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs de notre projet.

La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres, l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, elle se situe le plus souvent à une hauteur de 4 à 5 mètres.

Puisqu'il s'agit d'un réservoir circulaire posé sur terre, il n'y a pas de grand risque quant à l'effondrement de ce dernier, on propose une hauteur de la cuve de 5 m.

$$V = S * h = \frac{\pi}{4} * D^2 * h \quad (\text{II.5})$$

- V: Capacité normalisée du réservoir (m^3) ;
- S : Section du réservoir (m^2) ;
- D: Diamètre de la cuve (m) ;

- h: Hauteur utile optimale d'eau (m), on prend h=5m.

$$S = \frac{V_n}{h} \Rightarrow \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * V_n}{\pi * h}} \quad (\text{II.6})$$

- S : Section circulaire (m²)
- D : Diamètre du réservoir (m)

D'où :

$$D = \sqrt{\frac{4 * 101.2}{3,14}} \Rightarrow D = 11.35\text{m, on prend } \mathbf{D = 12 m.}$$

II.9.1.4. Réévaluation de la hauteur d'eau h

$$h = \frac{4 * V_n}{\pi * D^2}$$

$$h = \frac{4 * 506}{3,14 * 12^2} \Rightarrow h = 4.48 \text{ m}$$

II.9.1.5. La section de la cuve

$$S = \frac{V_n}{h}$$

$$S = \frac{601}{4.48} \Rightarrow S = 112.95 \text{ m}^2$$

II.9.1.6. La hauteur totale du réservoir

En plus de la hauteur utile optimale d'eau dans la cuve, il faut prévoir un espace appelé revanche ou matelas d'air d'une épaisseur variant de 0.20 à 1 m, au-dessus du plan d'eau.

La hauteur du réservoir est calculée en utilisant la formule (II.7).

$$H = h + R \quad (\text{II.7})$$

- H : hauteur totale du réservoir (m) ;
- h : hauteur d'eau (m);
- R : étant la hauteur réservée pour le matelas d'air, on prend **R= 0.52 m**.

$$H = 4.48 + 0.52 = 5 \text{ m}$$

II.9.1.7. Calcul de la hauteur d'incendie

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{II.8})$$

D'où :

- V_{inc} : Volume d'incendie (m³),
- h_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m),
- S : Surface de la cuve du réservoir (m²).

$$h_{inc} = \frac{120}{112.95} \Rightarrow h_{inc} = 1.06 \text{ m}$$

II.9.2. Dimensionnement du réservoir R2

Ce réservoir assure la distribution ci-dessous (Annexe (1)) vers la zone(2) dont le nombre d'habitants est 6530 habitants, donc on aura :

$$\alpha_{\max} = 1.25 \text{ et } \beta_{\max} = 1.38$$

$$k_{\max h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} = 1.7$$

$$Q_{\max j} = 1730.43\text{m}^3/\text{jour}$$

Le tableau(II.6) ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir R2 par la méthode analytique.

Tableau (II.4) : Détermination de la capacité du réservoir R2 par la méthode analytique

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.16	01	3.16		9.67
1-2	4.16	01	3.16		12.83
2-3	4.16	01	3.16		15.99
3-4	4.16	01	3.16		19.15
4-5	4.16	02	2.16		21.31
5-6	4.16	03	1.16		22.47
6-7	4.16	05		0.84	21.63
7-8	4.16	6.5		2.34	19.29
8-9	4.17	6.5		2.33	16.96
9-10	4.17	5.5		1.33	15.63
10-11	4.17	4.5		0.33	15.30
11-12	4.17	5.5		1.33	13.97
12-13	4.17	07		2.83	11.14
13-14	4.17	07		2.83	8.31
14-15	4.17	5.5		1.33	6.98
15-16	4.17	4.5		0.33	6.65
16-17	4.17	05		0.83	5.82
17-18	4.17	6.5		2.33	3.49
18-19	4.17	6.5		2.33	1.16
19-20	4.17	5.0		0.83	0.33
20-21	4.17	4.5		0.33	00.00
21-22	4.17	03	1.17		1.17
22-23	4.17	02	2.17		3.34
23-24	4.17	01	3.17		6.51
Total	100	100			

Le réservoir est plein à 24 heures et prêt à satisfaire la distribution pendant toute la durée de la demande des abonnés.

Dans notre cas, la capacité du réservoir se calcule en utilisant la formule (II.2).

$$V_{\max} = \frac{22.47 * 1730.43}{100}$$

$$V_{\max} = \mathbf{388.83 \text{ m}^3}$$

A cela s'ajoute la réserve incendie de l'ordre 60 m³/h pendant deux heures à raison de 16.67 l/s. Nous optons pour deux heures du fait qu'au-delà l'incendie aura tout détruit.

Par conséquent, la capacité totale du réservoir est :

$$V_u = 388.83 + 120 = 508.83 \text{ m}^3$$

$$V_U = 508.83 \text{ m}^3$$

$$V_U = \mathbf{509 \text{ m}^3}$$

La capacité totale du réservoir est de 150 m³, alors que le volume calculé est estimé à 509 m³. La capacité existante est insuffisante pour satisfaire les besoins de la zone (2) et pour cela on propose de construire un réservoir jumelé dont la capacité est de 360m³.

II.9.3. Dimensionnement du réservoir R3

Ce réservoir assure la distribution ci-dessous (Annexe (1)) vers la zone (3) dont le nombre d'habitants est 443 habitants, donc on aura :

$$\begin{aligned} \alpha_{\max} &= 1.25 \text{ et } \beta_{\max} = 2 \\ k_{\max h} &= \alpha_{\max} * \beta_{\max} = 2.5 \\ Q_{\max} &= 166.13 \text{ m}^3/\text{jour} \end{aligned}$$

Le tableau(II.4) ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir R3 par la méthode analytique.

Tableau(II.5) : Détermination de la capacité du réservoir R3 par la méthode analytique

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	4.16	0.6	3.56		19.01
1-2	4.16	0.6	3.56		22.57
2-3	4.16	1.2	2.96		25.53
3-4	4.16	2	2.16		27.69
4-5	4.16	3.5	0.66		28.35
5-6	4.16	3.5	0.66		29.01
6-7	4.16	4.5		0.34	28.67
7-8	4.16	10.2		6.04	22.63
8-9	4.17	8.8		4.63	18.00
9-10	4.17	6.5		2.33	15.67
10-11	4.17	4.1	0.07		15.74
11-12	4.17	4.1	0.07		15.81
12-13	4.17	3.5	0.67		16.46
13-14	4.17	3.5	0.67		17.15
14-15	4.17	4.7		0.53	16.62
15-16	4.17	6.2		2.03	14.59
16-17	4.17	10.4		6.23	8.36
17-18	4.17	9.4		5.23	3.13
18-19	4.17	7.3		3.13	00.00
19-20	4.17	1.6	2.57		2.57
20-21	4.17	1.6	2.57		5.14
21-22	4.17	1	3.17		8.31
22-23	4.17	0.6	3.57		11.88
23-24	4.17	0.6	3.57		15.45
Total	100	100			

Le réservoir est plein à 24 heures et prêt à satisfaire la distribution pendant toute la durée de la demande des abonnés.

Dans notre cas, la capacité du réservoir se calcule en utilisant la formule (II.2).

$$V_{\max} = \frac{29.01 * 166.13}{100}$$

$$V_{\max} = 48.19 \text{ m}^3$$

A cela s'ajoute la réserve incendie de l'ordre $60 \text{ m}^3/\text{h}$ pendant deux heures à raison de 16.67 l/s . Nous optons pour deux heures du fait qu'au-delà l'incendie aura tout détruit.

Par conséquent, la capacité totale du réservoir est :

$$V_u = 48.19 + 120 = 168.19 \text{ m}^3$$

$$V_U = 168.19 \text{ m}^3$$

$$V_U = 169 \text{ m}^3$$

La capacité totale du réservoir est de 500 m^3 , alors que le volume calculé est estimé à 169 m^3 , la capacité existante est largement suffisante pour satisfaire les besoins de la zone (3).

II.9.3.1. Méthode graphique

Le tableau(II.5) ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir R3 par la méthode graphique.

Tableau (II.6) : Détermination de la capacité du réservoir R3 par la méthode graphique

Heure	Apport (%)	Apport cumulé (%)	Distribution (%)	Distribution cumulée (%)	La différence entre les cumules
0-1	4.16	4.16	0.6	0.6	3.56
1-2	4.16	8.32	0.6	1.2	7.12
2-3	4.16	12.48	1.2	2.4	10.08
3-4	4.16	16.64	2	4.4	12.24
4-5	4.16	20.8	3.5	7.9	12.90
5-6	4.16	24.96	3.5	11.4	13.56
6-7	4.16	29.12	4.5	15.9	13.22
7-8	4.16	33.28	10.2	26.1	7.18
8-9	4.17	37.45	8.8	34.9	02.55
9-10	4.17	41.62	6.5	41.4	00.22
10-11	4.17	45.79	4.1	45.5	00.29
11-12	4.17	49.96	4.1	49.6	00.36
12-13	4.17	54.13	3.5	53.1	01.03
13-14	4.17	58.30	3.5	56.6	1.7
14-15	4.17	62.47	4.7	61.3	1.17
15-16	4.17	66.64	6.2	67.5	-00.86
16-17	4.17	70.81	10.4	77.9	-07.09
17-18	4.17	74.98	9.4	87.3	-12.32
18-19	4.17	79.15	7.3	94.6	-15.45
19-20	4.17	83.32	1.6	96.2	-12.88
20-21	4.17	87.49	1.6	97.8	-10.31
21-22	4.17	91.66	1	98.8	-07.14
22-23	4.17	95.83	0.6	99.4	-03.57
23-24	4.17	100	0.6	100	00.00
Total	100		100		

A partir du tableau (II.4) nous avons tracé la courbe présentée dans la figure (II.6).

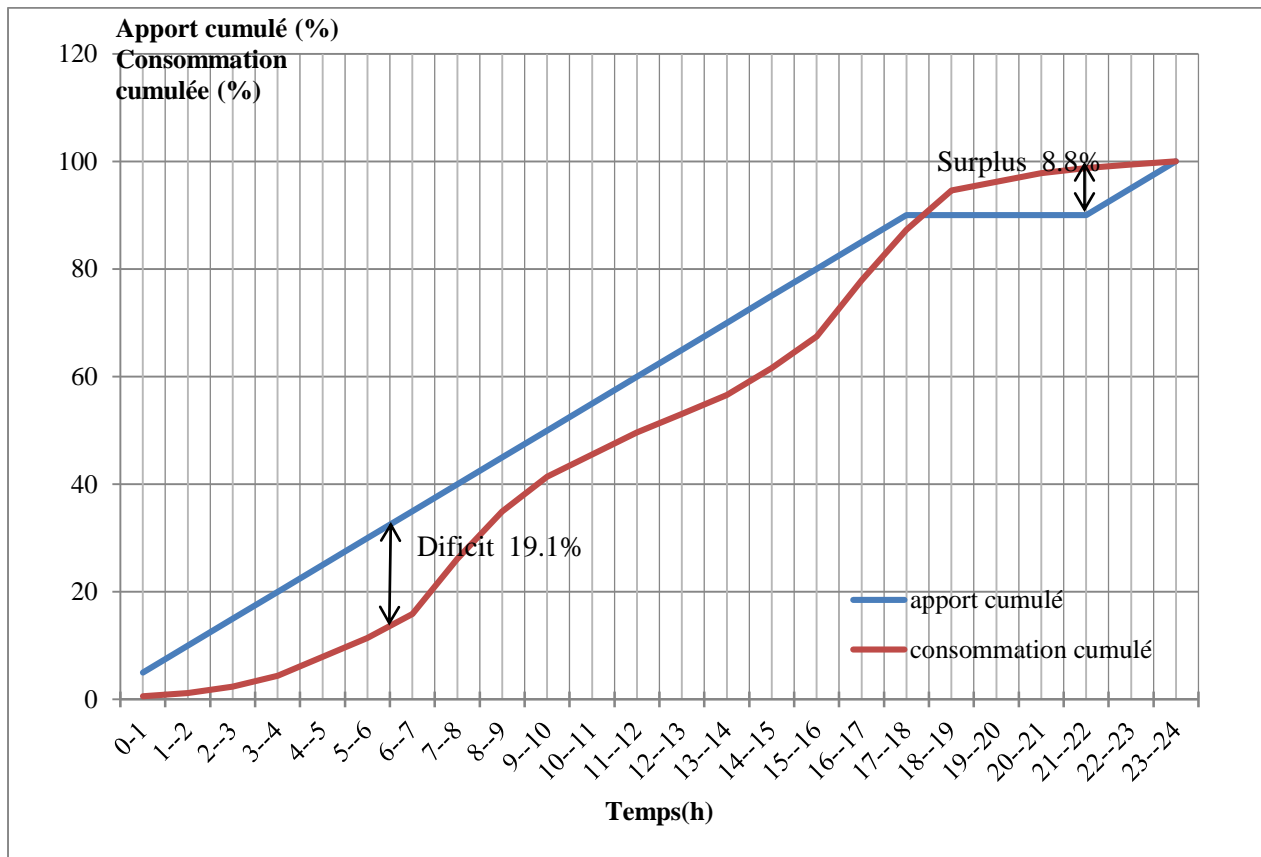


Figure (II.6) : capacité du réservoir R3 par la méthode graphique

De la courbe on retire P(%) :

$$P\% = |V| + |V^-|$$

$$P\% = 13.56 + 15.45 = 29.01$$

$$V_{\max} = \frac{166.13 \cdot 29.01}{100} = 48.19 \text{ m}^3$$

$$V_U = 48.19 + 120 = 168.19 = 169$$

$$V_U = 169 \text{ m}^3$$

II.9.4. Dimensionnement du réservoir tampon R4

Le tableau(II.7) ci-dessous montre la détermination de la capacité du réservoir tampon R4 par la méthode analytique.

Tableau(II.7) : Détermination de la capacité du réservoir R_T par la méthode analytique

Heures	Apport Refoulé (%)	Sortie (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	4.16	0.84		2.5
1-2	5	4.16	0.84		3.34
2-3	5	4.16	0.84		4.18
3-4	5	4.16	0.84		5.02
4-5	5	4.16	0.84		5.86
5-6	5	4.16	0.84		6.7
6-7	5	4.16	0.84		7.54
7-8	5	4.16	0.84		8.38
8-9	5	4.17	0.83		9.21
9-10	5	4.17	0.83		10.4
10-11	5	4.17	0.83		10.85
11-12	5	4.17	0.83		11.7
12-13	5	4.17	0.83		12.53
13-14	5	4.17	0.83		13.36
14-15	5	4.17	0.83		14.19
15-16	5	4.17	0.83		15.02
16-17	5	4.17	0.83		15.85
17-18	5	4.17	0.83		16.68
18-19	0	4.17		4.17	12.51
19-20	0	4.17		4.17	8.31
20-21	0	4.17		4.17	4.17
21-22	0	4.17		4.17	00.00
22-23	5	4.17	0.83		0.83
23-24	5	4.17	0.83		1.66
Total	100	100			

Dans notre cas, la capacité du réservoir se calcule en utilisant la formule (II.2).

$$V_{\max} = \frac{16.68 * 1881.26}{100} = 313.79 \text{ m}^3$$

$$V_{\max} = 350 \text{ m}^3$$

II.10. Entretien des réservoirs

L'humidité qui règne dans les réservoirs augmente le phénomène de corrosion des parties métalliques, donc une surveillance régulière est nécessaire pour empêcher à la fois l'apparition de ce phénomène, ainsi que d'éventuelles fissures.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves ; opération comportant plusieurs étapes telles que :

- L'isolement et vidange de la cuve ;
- Élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen des parois et réparations éventuelles ;
- Désinfection des parois à l'aide des produits chlores.
- Remise en service.

L'entretien au niveau des quatre châteaux d'eau d'AOMAR est existant mais il est irrégulier.

II.11. Hygiène et sécurité

Certaines normes d'hygiène et de sécurité sont exigées dans les réservoirs afin de protéger l'eau qu'ils contiennent de toute pollution d'origine extérieure, par conséquent, les réservoirs doivent :

- Comporter une couverture qui protège l'eau contre les variations de température et l'introduction des corps étrangers ;
- Avoir un périmètre de protection afin d'éviter tout rapprochement d'animaux ou d'individus étrangers (sauf le personnel) ;
- Etre éclairés en laissant quelques ouvertures munies d'épaisses plaques de verre ;
- Avoir les robinets de puisage, et cela pour faciliter l'exécution des prélèvements pour le contrôle de l'eau ;
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir ;
- Avoir les robinets de puisard pour faciliter le contrôle de l'eau ;
- Etre aérés par les orifices de grillage.

 *Tableau récapitulatif des capacités des réservoirs existants:*

Réservoirs	Volume total	Capacité (m ³)	Etat
R1	506	1000	Réservoir suffisant
R2	167	500	Réservoir suffisant
R3	509	150	Réservoir à projeter
Rt (tampon)	350	-	-

II.12. Conclusion

Le réservoir constitue un maillon important et faible en même temps dans les infrastructures d'alimentation en eau potable. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.

Dans ce chapitre nous avons effectué les calculs de vérification de capacité de stockage des réservoirs existants, on a déduit que la capacité des réservoirs R1 et R3 sera suffisante pour l'horizon d'étude 2046, cependant la capacité du réservoir R2 sera insuffisante donc il est nécessaire d'implanter un réservoir jumelé.

III.1. Introduction

Le dimensionnement de l'adduction convient à déterminer les dimensions des conduites, après le choix du tracé qui dépend de la nature du terrain et de sa topographie.

III.2. Type d'adduction

Les conduites d'adduction ont pour fonction d'assurer le transfert de l'eau entre deux points [3] :

-) entre la source et la station de traitement ;
-) entre la station de traitement et les stockages ou le réseau de distribution ;
-) entre la source et les stockages ou le réseau de distribution.

III.3. Classification de l'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes [3] :

-) Adduction gravitaire ;
-) Adduction par refoulement ;
-) Adduction mixte.

III.3.1. Adduction gravitaire

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

-) Adduction sans charge (écoulement à surface libre).
-) Adduction en charge (la plus rencontrée).

Le schéma d'adduction gravitaire est représenté dans la figure suivante :

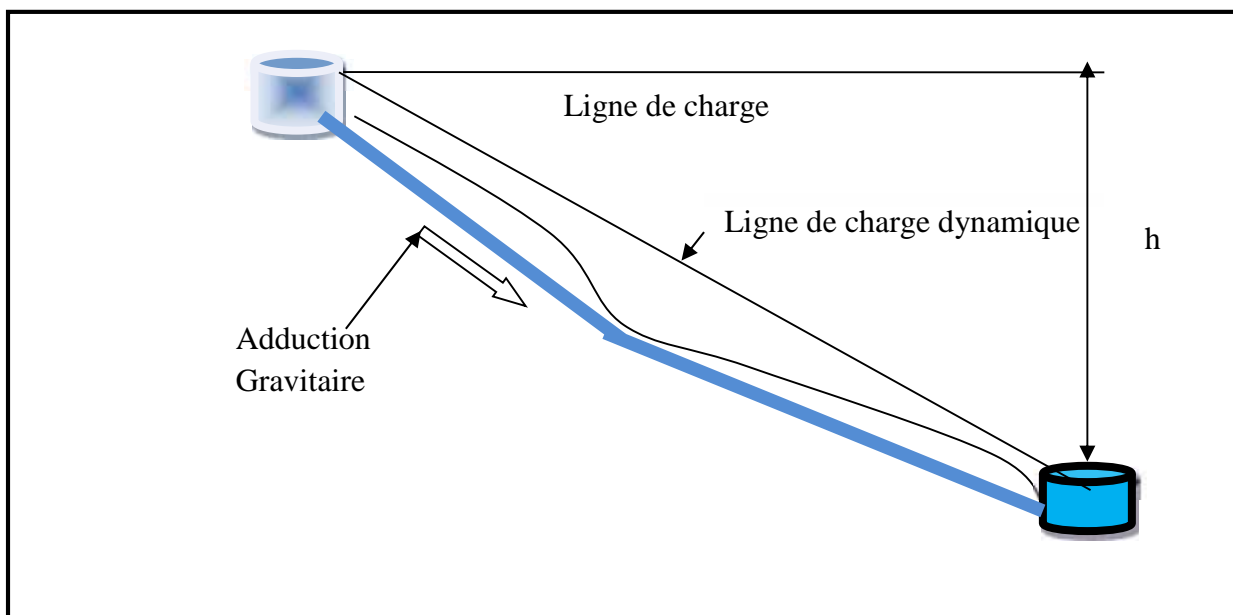


Figure (III.1): Adduction gravitaire

III.3.2. Adduction par refoulement

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

Le schéma d'adduction par refoulement est représenté dans la figure(III.2) ci-dessous:

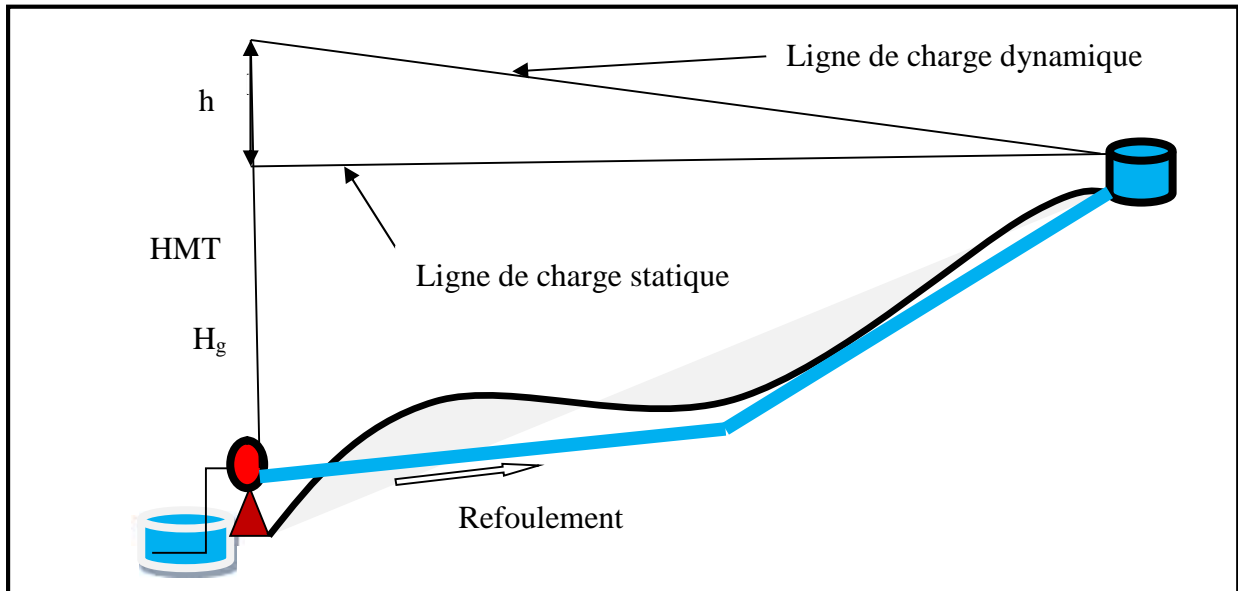


Figure (III.2): Adduction par refoulement

III.3.3. Adduction mixte

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

III.3.3.1. Adduction mixte refoulement- gravitaire

La figure(III.3) représente l'adduction refoulement-gravitaire :

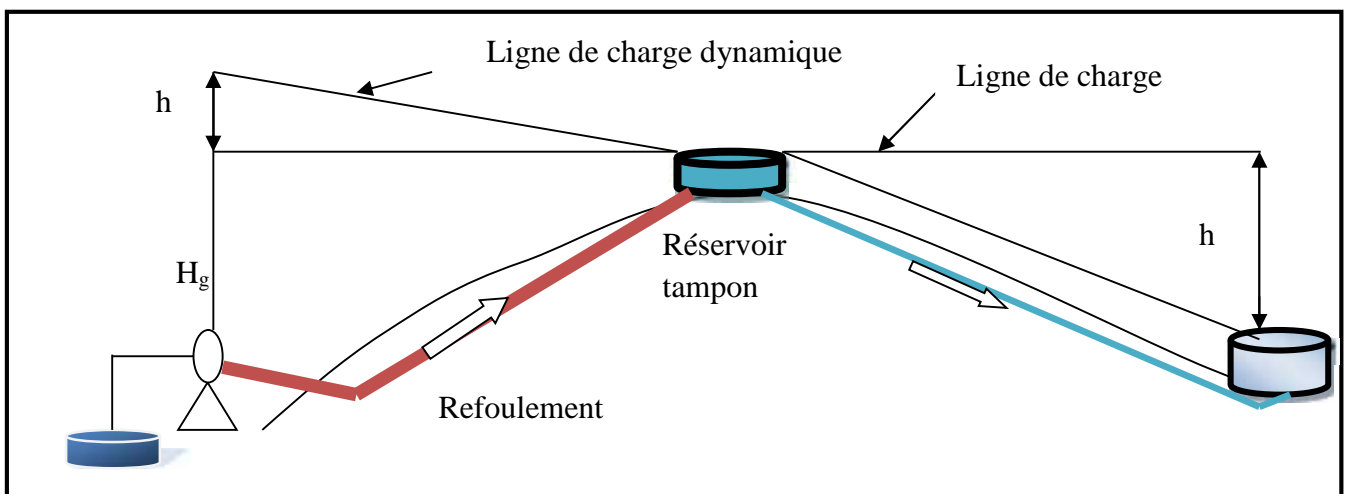


Figure (III.3): Adduction mixte refoulement- gravitaire

III.3.3.2. Adduction mixte gravitaire -refoulement

La figure(III.3) représente le schéma d'adduction mixte gravitaire-refoulement :

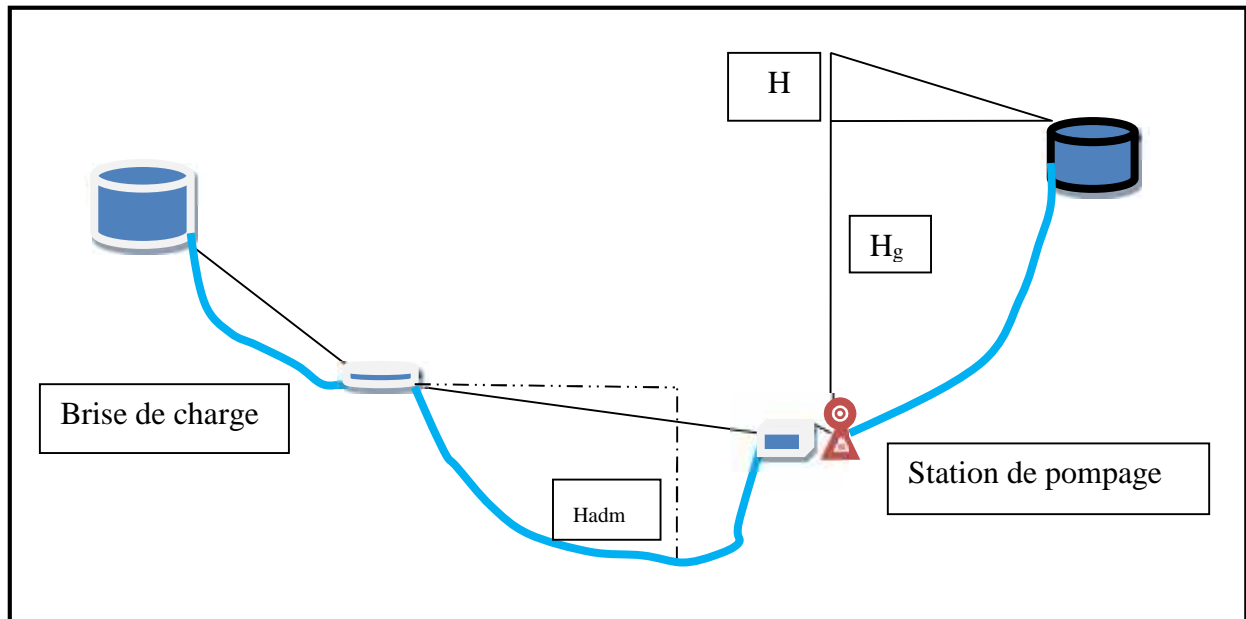


Figure (III.4): Adduction mixte gravitaire-refoulement

III.4. Principe du choix du tracé

Dans le cas d'un projet d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont [4] :

-) Distance la plus courte entre deux points à desservir, mais utilisation préférentielle d'un tracé longeant une voie de circulation existante (éventuellement une piste).
-) Eviter le passage par des points hauts nécessitant d'avantage le pompage.
-) Il est préférable de passer la conduite à côté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi que l'acheminement du matériel.
-) Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation ou cours de la phase de surpression, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables, donc il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes.
-) Eviter le maximum possible les terrains privés et les terrains agricoles (éviter les forêts).
-) Éviter autant que possible la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,...).

III.5. Description du schéma d'adduction

Le réseau d'adduction qui alimente les trois zones de la ville d'AOMAR est constitué de trois réservoirs existants avec un quatrième à projeté et un réservoir tampon. [10]

-) Une station de pompage est installée sur le site pour refouler l'eau vers une autre station de pompage (SP1-SP2) ;
-) Une seconde station de pompage existe sur le site pour refouler l'eau vers le réservoir tampon d'une part (SP2-R_T), et d'autre part alimente gravitairement le réservoir R2 (SP2-R2) ;
-) Le réservoir tampon alimente deux réservoirs à partir d'un point de jonction(A), (R_T-A) ;
-) En fin de point A vers les deux réservoirs (A-R1) et (A-R2).

III.6. Choix du type de matériaux

Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de [4] :

-) Diamètre.
-) Pressions supportées.
-) Les conditions d'installation.
-) La disponibilité au marché.
-) Du prix dans le marché.
-) Du type de sol (agressivité).
-) Les frais d'amortissement
-) Les frais d'exploitation
-) Bonne étanchéité ;
-) Facilité d'entretien et de mise en service ;

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer : l'acier, la fonte, le béton, le PVC (Polychlorure de Vinyle non plastifié) et le PEHD (PolyEthylène à Haute Densité) tableau(III.

Tableau(III.1): Caractéristiques des tuyaux les plus utilisés en A.E.P

Pression nominale selon le diamètre de la conduite (mm)	Longueur courante de la conduite	Avantages	Inconvénients
Acier			
60bars → <150 50bars → 150 < <270 40bars → 275 < <400	6 - 16 m	-Bonne étanchéité. -Dé coupable et soudable. -Résistance à des pressions élevées. - Disponible sur marché. -Plus léger que la fonte ductile. - Par son élasticité s'adapte aux reliefs plus aux moins accidentés.	-Sensibilité à la corrosion externe et interne (nécessite un revêtement intérieur et extérieur par enduit au bitume par exemple). -Durée de vie courte 20 ans
Fonte ductile			
50 bars → <600 40bars → >600	6m : <800 7m : >800	-Résistance aux pressions élevées. -Longévité importante (50ans). -Disponibilité des pièces spéciales en fonte.	-Sensible à la surcharge. -Non disponible sur le marché. -Sensible à la corrosion. -Lourde et très onéreuse.
Chlorure de polyvinyle (P.V.C.)			
Petits diamètres PN maximale PN 20	4-6m	-5 à 8 fois plus léger que les tubes traditionnels (acier et fonte). -Faible rugosité. -Bonne résistance chimique (pas de corrosion ni entartrage). -La pose facile des conduites.	-Risque de rupture. -Utilisé le plus souvent pour des petits diamètres.
Poly Ethylène à Haute Densité (P.E.H.D.)			
	6-12m pour des diamètres	- Faible rugosité qui se maintient au long des années. - Bonnes caractéristiques	Pression de service limitée.

PN maximale PN 25	qui varient entre 160-400mm	hydrauliques. - Montage facile des vannes, les ventouses et les pompes sur les tubes en PEHD grâce à des systèmes adéquats. - Répond parfaitement aux normes de potabilité et sans fuites. - plus souple et moins cher - Résistance aux rayons U-violet.	
-------------------	-----------------------------	--	--

Dans ce projet, notre choix s'est porté pour des conduites en PEHD pour les raisons suivantes :

❖ **Avantages**

- ✓ Facilité de pose (Grande flexibilité), on peut l'enrouler pour les petits diamètres ;
- ✓ Faible au niveau des branchements ;
- ✓ Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- ✓ Durée de vie très élevée (50 ans à 20°C) ;
- ✓ Bonnes caractéristiques hydrauliques (coefficient de rugosité très faibles) ;
- ✓ Résiste à la corrosion.

❖ **Inconvénients**

- ✓ Nécessite une grande technique pour la jonction.

III.7. Etude technico-économique

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissements et les dépenses de fonctionnement; c'est à dire, que ce choix est conditionné par deux facteurs opposés :

- A. Réduire les pertes de charge, par conséquent, la puissance prise par la pompe, ce qui conduit à choisir un diamètre aussi grand que possible.
- B. Réduire les frais d'installation, ce qui conduit à réduire au minimum les diamètres aux dépens des pertes de charge.

Afin d'obtenir un équilibre relatif entre ces deux facteurs (dépenses), le diamètre doit être judicieusement choisi, de façon à avoir l'optimum économique qui résulte de ces deux types de dépenses. Pour cela, on dispose de deux corrélations qui permettent l'approximation de ce diamètre économique D_N :

) FORMULE DE BONNIN :

$$D_{N1} = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

) FORMULE DE BRESS :

$$D_{N2} = 1.5 \sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- Q : Débit refoulé dans la conduite en m^3/s .
-

On prendra tous les diamètres compris entre D_{N1} et D_{N2} .

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

III.7.1. Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4Q}{f | D^2} \quad (\text{III.3})$$

III.7.2. Calcul des pertes de charge

III.7.2.1. Pertes de charge linéaires (H_L)

Elles sont déterminées par la formule de Darcy –Weisbach [3] :

$$H_L = J | L \quad (\text{III.4})$$

Avec :

$$J = \frac{| V^2}{2 | g | D} \quad (\text{III.5})$$

➤ Calcul du coefficient des pertes de charge }

Pour déterminer le coefficient des pertes de charge } aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes (Annexe (2)) :

) **Régime turbulent rugueux**
Formule de NIKURADZI :

$$J = 1.14 Z^{0.86} | \ln \frac{K}{D} \quad (\text{III.6})$$

) **Régime transitoire**

Formule de COLEBROOK :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71 | D} \Gamma \frac{2.51}{\text{Re} | \sqrt{f}} \right) \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- J : Pertes de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau ;
- } : Coefficient de pertes de charge ;
- D : Diamètre du tuyau en m ;
- V : Vitesse d'écoulement en m/s ;
- g : Accélération de la pesanteur en m^2/s^2 ;
- L : Longueur de la conduite en m ;
- K : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :
-) Pour les tubes en PEHD (ces valeurs sont pour les réseaux neufs) :

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

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

On prend $K = 1 \text{ mm}$ (Annexe (3)).

- Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V | D}{\epsilon} \quad (\text{III.8})$$

Avec :

- ϵ : Viscosité cinématique de l'eau,
 - à 10°C : $\epsilon = 1.31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.
 - à 20°C : $\epsilon = 1.00 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.
 - à 30°C : $\epsilon = 0.08 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.
- ❖ Pour les conduites en acier :

La viscosité cinématique est donnée par la formule :

$$\epsilon = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337 t + 0.000221 t^2)} [\text{stocks}] \quad (\text{III.9})$$

$$\text{À } t = 20^\circ\text{C} : \epsilon = 0.01 \text{ stocks} = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

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

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

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

$$K = K_0 + \Gamma | T \quad (\text{III.10})$$

Avec :

- K_0 : Rugosité absolue des tuyaux neufs, elle varie entre 0.003 et 0.1 mm pour tous les tubes en acier soudés neufs .
- Γ : Coefficient de vieillissement déterminé par l'abaque de M.PETER LAMON (Annexe (3)).
- $\Gamma = 0.036 \text{ mm/ans}$, qui correspondent à la zone de faible agressivité,
- t : Temps de service = 25 ans.

Soit :

- $K = 0.1 + 0.036 | 25 = 10^{-3} \text{ m}$.
- K/D : rugosité relative.
- ❖ Pour les conduites en PEHD

Pour plus de commodité, il y a lieu d'utiliser l'abaque donné en annexe (4). Connaissant le diamètre et le débit dans la conduite, on peut calculer les pertes de charge directement sur l'abaque.

III.7.2.2. Les pertes de charge singulières (H_s)

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

$$\text{J } 10\% \text{ des pertes de charge linéaires pour le PEHD :} \\ H_s = 0.1 \mid H_L \quad (\text{III.11})$$

$$\text{J } 15\% \text{ des pertes de charge linéaires pour l'acier :} \\ H_s = 0.15 \mid H_L \quad (\text{III.12})$$

III.7.2.3. Les pertes de charge totales (H_t)

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

$$\text{J } \text{Pour le PEHD :} \\ H_t = 1.10 \mid H_L = 1.1 \mid J \mid L \quad (\text{III.13})$$

$$\text{J } \text{Pour l'acier :} \\ H_t = 1.15 \mid H_L = 1.15 \mid J \mid L \quad (\text{III.14})$$

III.7.3. Détermination de la hauteur manométrique totale (H_{mt})

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.

$$H_{mt} = H_g + H_t \quad (\text{III.15})$$

III.7.4. Puissance absorbée par la pompe

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

$$P_a = \frac{g \mid H_{mt} \mid Q}{\eta} \quad (\text{III.16})$$

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW),
- η : Rendement de la pompe en % (généralement on prend 75%).

III.7.5. Energie consommée par la pompe

$$E = P \mid t' \mid 365 \quad (\text{III.17})$$

Avec :

- t' : Nombre d'heure de pompage (20h).
- P : Puissance de pompage en (KWh).

III.7.6. Frais d'exploitation

$$F_{exp} = E \mid e \quad (\text{DA}) \quad (\text{III.18})$$

Avec:

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

III.7.7. Frais d'amortissement

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

$$F_{am} = P_u \mid L \mid A \quad (III.19)$$

Avec :

- P_u : le prix unitaire de la conduite (DA/ml),
- L : longueur de la conduite en m,
- A : Annuité.

♦ Calcul de l'amortissement annuel

$$A = \frac{i}{f_i \Gamma 1 \Delta Z 1} \Gamma i \quad (III.20)$$

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 :

$$A = \frac{0.08}{f_i \Gamma 1 \Delta Z 1} \Gamma 0.08 = 0.09$$

Soit : $A = 0.0937$

III.7.8. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (III.21)$$

III.7.9. Prix des conduites

Le prix des conduites tableau(III.2) est pris en tenant compte des coûts de transport et de pose des conduites par mètre linéaire [7].

Tableau (III.2): Prix de revient des conduites

	Diamètre des conduire (mm)	Prix de revient (DA/ml)
En PEHD (PN16)	63	297.32
	75	418.08
	90	528.47
	110	782.67
	125	1016.86
	160	1657.95
	200	2607.98
	250	4040.43
	315	6393.77
	400	10382.72
	500	17339.94

III.8. Calcul des conduites gravitaires

Pour le calcul des conduites gravitaires, quatre paramètres interviennent :

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

La différence entre les deux côtes sera la charge **Hd** disponible, cette dernière sera égale à la charge nécessaire pour vaincre les frottements. La ligne piézométrique joignant les points extrêmes ; de départ et d'arrivée aura donc pour pente j , et la perte de charge unitaire acceptable pour l'écoulement est $J = Ht/1.15 \hat{=} L$ si la conduite est en acier et $J = Ht/1.1 \hat{=} L$ si la conduite est en PEHD. Avec Q et J, on cherchera le diamètre D, qui écoulera ce débit Q avec des pertes de charge **Jt**. Si la vitesse n'est pas vérifiée, alors on choisira un autre diamètre D avec une vitesse acceptable et on vérifie à chaque fois, que $Ht \geq H_d$, pour le même débit.

III.9. Equipements de l'adduction

III.9.1. Robinets vannes

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale, permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres. Parmi les différentes vannes qui existent, on distingue [6] :

III.9.1.1. Vanne papillon

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible. Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon (Figure (III.5)).

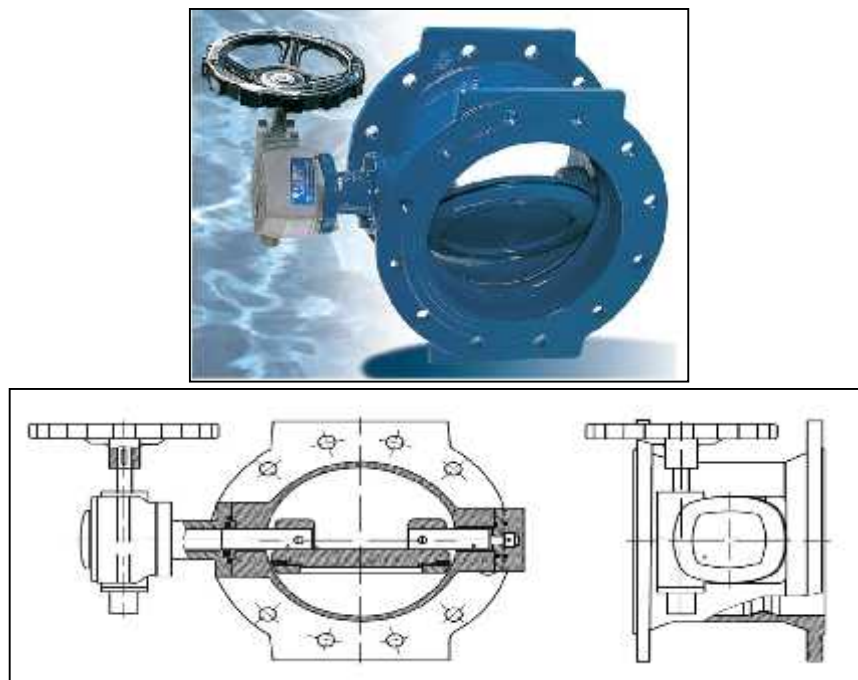


Figure (III.5): Vanne papillon automatisée

III.9.1.2. Vanne opercule

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne (Figure (III.6)).

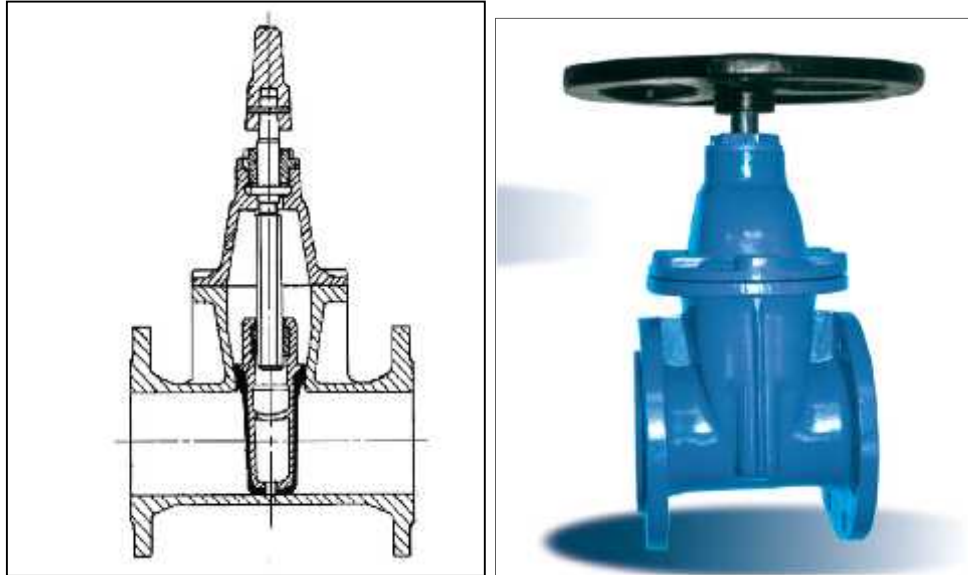


Figure (III.6): Vanne opercule

III.9.2. Ventouses

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus (Figure (III.7)). L'air compressible est le pire ennemi des installations, les bouchons d'air se compriment et se décompressent créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions si l'on ne prévoit pas l'entrée d'air.



Figure (III.7): Ventouse automatique

III.9.3. Vidanges

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

III.9.4. Clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de la colonne d'eau).

III.10. Calcul des diamètres économiques pour les différentes conduites

III.10.1. Adduction par refoulement

III.10.1.1. Conduite SP1-SP2

Données :

- Le débit : $Q = 0.047 \text{ } 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 4230 \text{ m}$
- Côte Terrain Naturel : $CTN(SP1) = 207 \text{ m}$
- Côte Trop Plein : $CTP(SP2) = 389 \text{ m}$
- Hauteur géométrique $H_g = 182 \text{ m}$

D'après :

- Bonnin : $D_{N1} = 0.224 \text{ m}$
- Bress : $D_{N2} = 0.336 \text{ m}$

D'où les diamètres normalisés sont : 200, 250, 315 et 400 mm.

Les résultats de calcul de la conduite SP1-SP2 sont représentés dans les tableaux ci-après :

Tableau (III.3): Calcul de la Hmt

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	}	J (m/ml)	Ht (m)	Hmt(m)
200	1.59	318000	0.005	0.031	0.0120	55.84	237.84
250	1.02	255000	0.004	0.0289	0.0061	28.38	210.38
315	0.64	201600	0.0032	0.0272	0.0018	8.38	190.38
400	0.40	160000	0.0025	0.0257	0.0004	1.86	183.86

Tableau (III.4): Calcul des frais d'exploitation

D (mm)	P (k.w)	E (k.w.h)	e (DA/k.w.h)	Fexp1 (DA)
200	155.55	1135515	4.67	5302855.05
250	137.59	1004407	4.67	4690580.69
315	124.51	908923	4.67	4244670.41
400	120.24	877752	4.67	4099101.84

Tableau (III.5): Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Dep (DA)	A	Fam (DA)
200	2607.98	4230	11031755.4	0.0937	1033675.48
250	4040.43	4230	17091018.9	0.0937	1601428.47
315	6393.77	4230	27045647.1	0.0937	2534177.13
400	10382.72	4230	43918905.6	0.0937	4115201.46

Tableau (III.6): Calcul du bilan

D (mm)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
200	1.59	5302855.05	1033675.48	6336530.53
250	1.02	4690580.69	1601428.47	6292009.16
315	0.64	4244670.41	2534177.13	6778847.54
400	0.40	4099101.84	4115201.46	8214303.30

A partir des calculs effectués, le diamètre économique est : **D = 250mm**.

III.10.1.2. Conduite SP2-RT

Données :

- Débit: $Q = 0.026 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 3470 \text{ m}$
- Côte Terrain Naturel : $CTN(SP2) = 384 \text{ m}$
- Côte Trop Plein : $CTP(R_T) = 538 \text{ m}$
- Hauteur géométrique $H_g = 154 \text{ m}$

D'après :

- Bonnin : $D_{N1} = 0.161 \text{ m}$
- Bress : $D_{N2} = 0.242 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 160, 200 et 250 mm.

Les résultats de calcul de la conduite SP2-RT sont représentés dans les tableaux ci-après :

Tableau (III.7): Calcul de la Hmt

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	}	J (m/ml)	Ht (m)	Hmt (m)
160	1.29	206400	0.006	0.0330	0.0175	66.81	220.81
200	0.83	166000	0.005	0.0310	0.0054	20.60	174.60
250	0.53	132500	0.004	0.0290	0.0017	6.49	160.49

Tableau (III.8): Calcul des frais d'exploitation

D (mm)	Pa (k.w)	E (k.w.h)	e (DA/k .w.h)	Fexp (DA)
160	75.09	548157	4.67	2559893.19
200	59.38	433474	4.67	2024323.58
250	54.58	398434	4.67	1860686.78

Tableau (III.9): Calcul des frais d'amortissement

D (mm)	Pu (DA/ml)	L (m)	Dep (DA)	A	Fam (DA)
160	1657.95	3470	5753086.5	0.0937	539064.21
200	2607.98	3470	9049690.6	0.0937	847956.01
250	4040.43	3470	14020292.1	0.0937	1313701.37

Tableau (III.10): Calcul du bilan

D (mm)	V (m/s)	Fexp (DA)	Fam (DA)	Bilan (DA)
160	1.29	2559893.19	539064.21	3098957.40
200	0.83	2024323.58	847956.01	2872279.59
250	0.53	1860686.78	1313701.37	3174388.15

A partir des calculs effectués, le diamètre économique est : $D = 200\text{mm}$

III.10.2. Adduction gravitaire

III.10.2.1. Conduite SP2-R2

Le réservoir de R3 reçoit l'eau gravitairement à partir de la station de pompage SP2.

Données :

- Débit: $Q = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$
- Longueur : $L = 1630 \text{ m}$
- Côte Terrain Naturel : $\text{CTN}(\text{R3}) = 238 \text{ m}$
- Côte Trop Plein : $\text{CTP}(\text{SP2}) = 389 \text{ m}$
- Hauteur géométrique $H_g = 151 \text{ m}$

D'après :

- $D_{\max} = 0.225 \text{ m}$
- $D_{\min} = 0.130 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 125, 160, 200 et 250 mm.

Les résultats de calcul de la conduite SP2-R3 sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau(III.11): Calcul des pertes de charge totales

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	}	J (m/ml)	Ht (m)
125	1.63	203750	0.0080	0.0357	0.0387	69.39
160	1.00	160000	0.0063	0.0331	0.0105	18.83
200	0.64	128000	0.0050	0.0311	0.0032	5.73
250	0.41	102500	0.0040	0.0295	0.0012	2.16

Pour que l'eau arrive au réservoir R3, il faut que : $H_t \leq H_g$

Où :

- H_t : Perte de charge totale dans la conduite,
- H_g : La charge disponible.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **125 mm**, car $H_t = 63.08 \text{ m}$ est inférieure à $H_g = 151 \text{ m}$, avec une vitesse acceptable de **1.63 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre 125 mm, on utilise une vanne.

➤ *Calcul des pertes de charge dans la vanne*

$$J_v = H_g - H_{mt} \quad (\text{III.22})$$

$$J_v = 151 - 63.08 = 89.92 \text{ m}$$

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

$$J_v = \epsilon \left| \frac{V^2}{2g} \right| \quad (\text{III.23})$$

$$D' \text{ où: } \epsilon = J_v \left| \frac{2g}{V^2} \right.$$

$$\epsilon = 89.92 \left| \frac{2 \cdot 9.81}{f \cdot 63 \text{Å}} \right.$$

$$\epsilon = 664.02 \text{ m}$$

➤ *Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne ζ (°)*

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de (68.63°).

III.10.2.2. Conduite R_T-A

Données :

- Débit: Q = 0.022 m³/s
- Longueur : L = 2750 m
- Hauteur géométrique H_g = 101m

D'après :

$$- D_{\min} = 0.137 \text{ m}$$

$$- D_{\max} = 0.237 \text{ m}$$

Les diamètres normalisés sont : 125, 160, 200 et 250 mm.

Les résultats de calcul de la conduite R_T-A sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau(III.12): Calcul des pertes de charges totales

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	}	J (m/ml)	Ht (m)
125	1.79	223750	0.0080	0.0357	0.0466	140.97
160	1.90	174400	0.0063	0.0331	0.0125	37.82
200	0.70	140000	0.0050	0.0309	0.0039	11.80
250	0.45	112500	0.0040	0.0294	0.0012	3.63

Pour que l'eau arrive au réservoir R_T, il faut que : H_t^{TMHg}.

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **160 mm**, car H_t = 37.82 m est inférieure H_g = 106 m, avec une vitesse acceptable de **1.90 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre 160 mm, on utilise une vanne.

➤ *Calcul des pertes de charge dans la vanne*

$$J_v = H_g - H_t$$

$$J_v = 101 - 37.82 = 63.18 \text{ m}$$

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

$$\text{On a : } J_v = \epsilon \left| \frac{V^2}{2g} \right., \text{ d' où : } \epsilon = J_v \left| \frac{2g}{V^2} \right.$$

$$\alpha = 63.18 \left| \frac{2 \mid 9.81}{f \mid .90 \text{Å}} \right.$$

$$\alpha = 343.38 \text{ m}$$

➤ *Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne* \mathfrak{S}

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de (63.56°).

III.10.2.3. Conduite A – R1

Données:

- Longueur: $L = 160 \text{ m}$;
- Débit: $Q = 0.02 \text{ m}^3/\text{s}$;
- Hauteur géométrique : $H_g 11 \text{ m}$.

D'après

- $D_{\min} = 0.137 \text{ m}$
- $D_{\max} = 0.237 \text{ m}$

Les diamètres normalisés sont : 125, 160, 200 et 250 mm.

Les résultats de calcul de la conduite A-R1 sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau(III.13): Calcul des pertes de charges totales

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	}	J (m/ml)	Ht (m)
125	1.63	203750	0.0080	0.0357	0.0387	6.81
160	0.99	158400	0.0063	0.0331	0.0103	1.81
200	0.64	128000	0.0050	0.0309	0.0032	0.56
250	0.41	102500	0.0040	0.0295	0.0010	0.18

$$H_t = 37.82 + 6.81 = 44.63 \text{ m}$$

Pour que l'eau arrive au réservoir R_T , il faut que : $H_t \leq H_d$.

Où :

- H_d : La charge disponible

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **125 mm**, car $H_t = 44.63 \text{ m}$ est inférieure $H_d = 93\text{m}$, avec une vitesse acceptable de **1.63 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre 125 mm, on utilise une vanne.

➤ *Calcul des pertes de charge dans la vanne*

$$J_v = H_g - H_t$$

$$J_v = 95 - 44.63 = 50.37 \text{ m}$$

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

$$\text{On a : } J_v = \epsilon \left| \frac{V^2}{2g} \right|, \text{ d'où : } \epsilon = J_v \left| \frac{2g}{V^2} \right|$$

$$\epsilon = 50.37 \left| \frac{2 \cdot 9.81}{f \cdot 1.63 \text{Å}} \right|$$

$$\epsilon = 371.96\text{m}$$

➤ *Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne \mathcal{S}*

Le type de la vanne sera (vanne papillon), avec un angle d'ouverture de (64.01°) .

III.10.2.4. Conduite A –R2

Données:

- Longueur : $L = 90 \text{ m}$
- Débit : $Q = 0.002 \text{ m}^3/\text{s}$
- Hauteur géométrique : $H_g = 17 \text{ m}$.

Les résultats de calcul de la conduite A-R2 sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau(III.14): Calcul des pertes de charges totales

D (mm)	V (m/s)	Re	K/D	}	J (m/ml)	Ht (m)
40	1.59	63600	0.025	0.054	0.1740	17.23
50	1.02	51000	0.02	0.049	0.0520	5.15
63	0.64	40320	0.016	0.046	0.0152	1.51
75	0.45	33750	0.013	0.043	0.0059	0.58

$$\text{Donc: } H_t = 37.82 + 5.15 = 42.97 \text{ m}$$

Pour que l'eau arrive au réservoir R_T , il faut que : $H_t \text{ TMHd}$

Par conséquent, on optera pour un diamètre de **50 mm**, car $H_t = 42.97 \text{ m}$ est inférieure $H_d = 93\text{m}$, avec une vitesse acceptable de **1.02 m/s**.

Pour garder le même débit véhiculé dans la conduite avec la même vitesse et le diamètre 50 mm, on utilise une vanne.

➤ *Calcul des pertes de charge dans la vanne*

$$J_v = H_g - H_t$$

$$J_v = 93 - 42.97 = 50.03 \text{ m}$$

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

$$\text{On a : } J_v = \epsilon \left| \frac{V^2}{2g} \right|, \text{ d'où : } \epsilon = J_v \left| \frac{2g}{V^2} \right|$$

$$\epsilon = 50.03 \left| \frac{2 \cdot 9.81}{f \cdot 1.02 \text{Å}} \right|$$

$$\epsilon = 943.47\text{m}$$

➤ *Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne \mathfrak{S}*

Le type de la vanne sera vanne papillon, avec un angle d'ouverture de (70°).

III.10.3. Tableau récapitulatif

Les résultats de tous les calculs sont récapitulés dans le tableau(III.15) suivant :

Tableau(III.15): Tableau récapitulatif des diamètres de différentes conduites

Adduction	Tronçon	Débit (m³/s)	Longueur (m)	Hmt (m)	V (m/s)	Hg (m)	Diamètre (mm)
Gravitaire	SP2-R2	0.02	1630	-	1.63	151	125
	R _T -A	0.022	2750	-	1.90	101	160
	A-R1	0.02	160	-	1.63	11	125
	A-R2	0.002	90	-	1.02	17	50
Refoulement	SP1-SP2	0.05	4230	210.38	1.02	182	250
	SP2-R _T	0.026	3470	174.60	0.83	154	200

III.11. Conclusion

Dans ce chapitre le paramètre le plus important est le diamètre des conduites qui doit être choisi de telle façon que les vitesses doivent se situées dans une gamme acceptable, et Pour se faire nous avons toujours recours à l'aspect technico-économique. Enfin le choix du matériau des conduites est fait selon les mêmes critères technico-économique notamment en tenant compte de la nature du sol, la topographie et le coût.

IV.1. Introduction

Supposons qu'une conduite fonctionne en régime permanent, le changement de ce régime engendre une série d'ondes de pressions qui se propagent le long de la conduite, en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergies dues aux frottements, pour reprendre enfin le régime initial, c'est le phénomène **du coup de bélier (transitoire)**.

Ces variations de pressions causées par des changements de régime plus ou moins rapide, voire brusque, entraînent des contraintes sur le matériel, où l'adduction se trouve affectée par ces valeurs extrêmes. Compte tenu de la complexité du phénomène, des méthodes approximatives, graphiques ou numériques ont pris le relais pour permettre aux Hydrauliciens de quantifier ce type de phénomène.

IV.2. Vue d'ensemble sur le phénomène

Le coup de bélier ou régime transitoire en hydraulique est un phénomène résultant d'un écoulement non permanent (transitoire) qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante du débit à l'extrémité aval de celle-ci (la conduite). Autrement dit, les coups de bélier sont des ondes de surpression et de dépression liées à un changement brutal de l'écoulement dans la conduite, c'est-à-dire que chaque tranche d'eau de la conduite subit des variations brusques de pression et de vitesse à des instants différents (propagation par onde) ; le coup de bélier est un phénomène oscillatoire[3].

IV.3. Causes du phénomène

Les causes les plus fréquentes provoquant le phénomène sont [3] :

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

IV.4. Moyens de protection contre le régime transitoire

La protection d'une conduite en écoulement gravitaire peut être obtenue généralement d'une manière satisfaisante en imposant une vitesse d'ouverture et de fermeture des vannes suffisamment lente afin de limiter les surpressions et dépressions éventuelles à des valeurs raisonnables.

Toutefois, en présence d'une station de pompage, il est plus difficile de contrôler l'ampleur du phénomène étant donné que l'arrêt des pompes peut se produire subitement, par suite d'une interruption du courant qui alimente les moteurs électriques.

Afin de limiter les variations de la pression dans les conduites, les appareils anti-bélier devront avoir pour effet de limiter la dépression ainsi que la surpression [3].

Les dispositifs les plus utilisés sont :

- Les volants d'inertie;
- Les soupapes de décharge ;
- Les réservoirs d'admission et de purge d'air ;
- Les ventouses ;

- Clapet by-pass ;
- Les réservoirs d'air ;
- Les cheminés d'équilibre ;
- Vanne de fermeture lente.

IV.4.1. Les volants d'inertie

Le volant d'inertie est une roue de masse assez importante, fixée à l'arbre du groupe moteur pompe. Grâce à l'énergie cinétique qu'il accumule pendant la marche normale, le volant la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi de prolonger le temps d'arrêt de l'ensemble du groupe, donc de diminuer l'intensité du coup de bélier. Ce système est généralement peu ou non utilisé, car [3] :

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

IV.4.2. Les soupapes de décharge

Les soupapes de décharge sont des équipements mécaniques qui s'ouvrent pour réduire la surpression. Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin, ordinairement, qui par sa compression, obture en exploitation normale, un orifice placé sur la conduite, au point à protéger, c'est-à-dire, là où la surpression à craindre est maximale et libérée, le cas échéant, le débit de retour de la conduite correspond à la valeur de la surpression admissible [3].

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

IV.4.3. Soupapes d'admission et de purge d'air

Le principe des soupapes d'admission et de purge d'air est assez simple, puisqu'il ressemble aux précédentes tout en opérant dans les deux directions. Généralement, elles s'ouvrent en admission lorsque la pression tombe sous la pression atmosphérique puis expulsent l'air quand la pression s'accroît. La principale difficulté réside dans l'évaluation des quantités d'air admises et expulsées du fait que l'écoulement de l'air, un fluide compressible, se fait à des vitesses très élevées pour lesquelles les effets de la compressibilité se font sentir. En fait, ces notions sont importantes pour calculer les aires efficaces des orifices d'entrée et de sortie [3].

IV.4.4. Les ventouses

Ils ont pour rôle principal l'évacuation de l'air contenue dans la conduite et permettre aussi l'admission de l'air dans ces conduites lorsque l'on procède à leur vidange ou généralement lorsqu'il y'a apparition de la cavitation en un point haut.

IV.4.5. Réservoir d'air

Un réservoir à air comprimé est un récipient fermé dont la partie supérieure contient de l'air sous pression et la partie inférieure un certain volume d'eau. Ainsi, lors d'un arrêt des pompes (par exemple), le réservoir se décomprime et fournit de l'eau à la conduite, réduisant l'abaissement de pression dû au coup de bélier. Lorsque le sens de l'écoulement s'inverse, l'air du réservoir se comprime permettant ainsi de stocker un volume d'eau (Figure(III.1)).

Le réservoir d'air présente certains avantages qui sont les suivants [3]:

-)] Il représente des dimensions réduites par rapport à d'autres dispositifs (cheminée d'équilibre) ;
-)] Il peut être préconisé comme solution dans les régions froides car il est facile à chauffer pour éviter les effets du gel ;
-)] Il peut être installé parallèlement au sol cela offre une meilleure résistance au vent et au tremblement de terre.

Comme il présente certains inconvénients qui sont comme suit :

-)] La nécessité de fournir de l'air comprimé constamment ;
-)] La nécessité de prévoir plusieurs équipements auxiliaires qui demandent une maintenance constante et des frais élevés

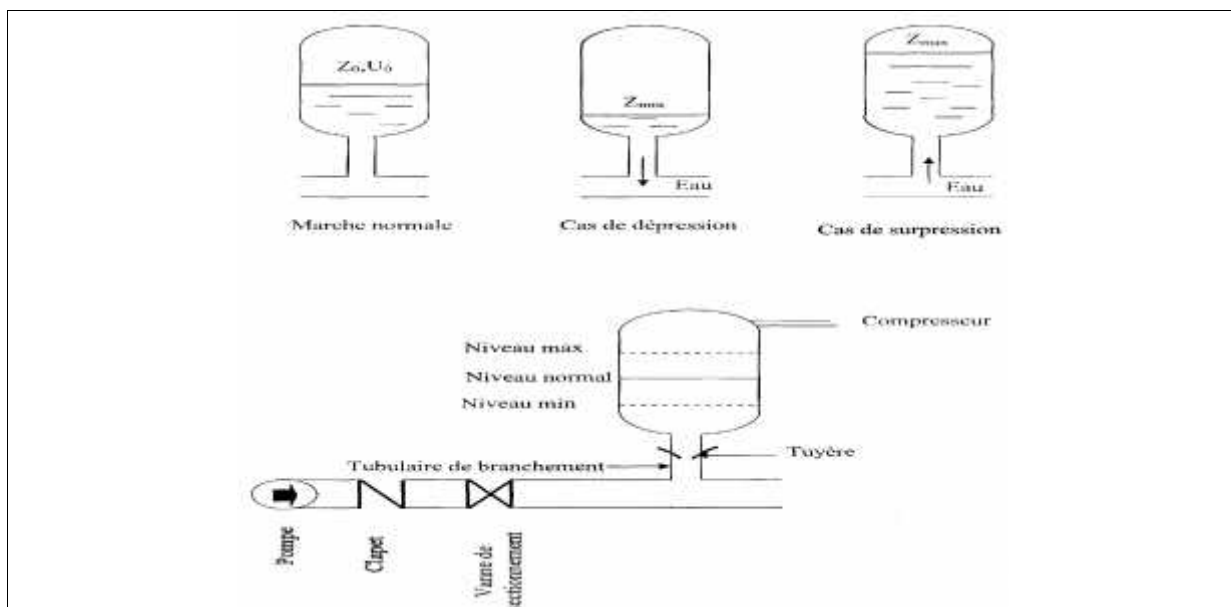


Figure (IV.1): Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

IV.4.6. Cheminée d'équilibre

C'est un réservoir débouchant à l'air libre permettant de protéger la conduite contre les surpressions et les dépressions. Ces conditions sont remplies si l'on a la possibilité d'absorber ou au contraire de fournir une certaine quantité d'eau, en fonction de la variation instantanée de pression dans la conduite à protéger, il faut pour cela disposer d'un réservoir susceptible de

se remplir ou de se vider d'eau suivant que la pression dans la conduite augmente ou diminue. Les cheminées d'équilibre sont souvent utilisées au niveau des points hauts, elles sont très rarement utilisées à la station [3]. Elles présentent certains avantages à savoir (Figure(III.2)) :

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

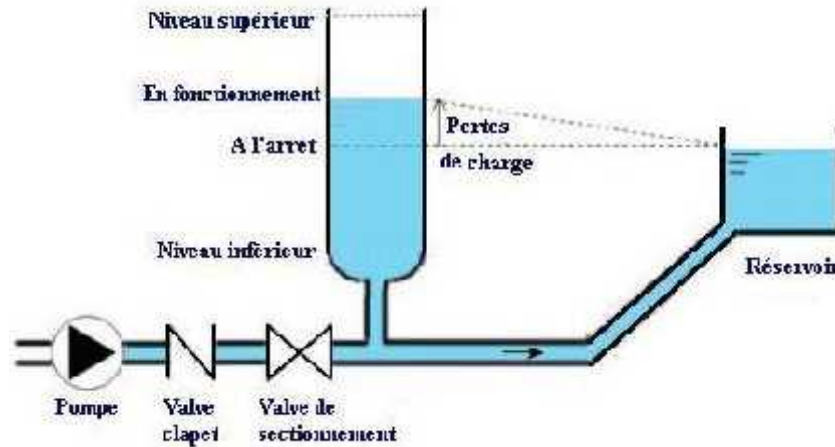


Figure (IV.2): Cheminée d'équilibre

IV.5. Etude du coup de bélier

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

IV.5.1. La valeur du coup de bélier

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

$$a = \sqrt{\frac{9900}{48.3 \Gamma \frac{K | D}{e}}} \quad (IV.1)$$

Avec :

- K : Coefficient dépendant de la nature de la conduite,
- D : Diamètre intérieur de la conduite (mm) (Annexe (6)),
- e : Epaisseur de la conduite (mm) (Annexe (6)).

Où :

- K = 83 pour le PEHD.

➤ 1^{er} Cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que : $T < \frac{2 | L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B X \frac{a | V_0}{g} \quad (IV.2)$$

Avec :

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

) **La valeur maximale de la pression-surpression est**

$$H_s = H_0 + B \quad (IV.3)$$

) **La valeur maximale de la pression-dépression est**

$$H_d = H_0 - B \quad (IV.4)$$

Où :

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

$$H_0 = H_g + 10 \quad (IV.5)$$

Avec :

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

➤ **2^{ème} Cas : Fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2L}{a}$.

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

$$B = \frac{2L}{gT} V_0 \quad (IV.6)$$

IV.6. Valeurs numériques du coup de bélier

IV.6.1. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les tronçons (SP1_SP2) et (SP2_RT)

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (III.1) suivant :

Tableau (IV.1): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçon	Caractéristiques des conduites									
	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (mm)	h ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PNS (m)
SR1-SR2	204.6	22.7	1.02	182	192	350.81	36.47	228.48	115.53	160
SP2-RT	163.6	18.2	0.83	154	164	351.25	29.72	193.72	134.28	160

D'après les résultats du tableau (IV.1) ci-dessus, la surpression maximale dépasse la valeur de pression de service dans la conduite, ce qui nécessite la protection au moyen des réservoirs d'air.

IV.6.2. Méthode de calcul d'un réservoir d'air

Le calcul d'un réservoir d'air est basé sur la méthode graphique de Bergeron, qui a pour but, la détermination de la surpression et de la dépression maximale dans la conduite [3].

IV.6.2.1. Principe de fonctionnement

C'est un réservoir cylindrique fermé contenant de l'air comprimé dans sa partie supérieure et dans la partie inférieure un certain volume d'eau, couramment appelé réservoir d'air ou réservoir hydropneumatique. Ce sont des réservoirs dans lesquels le volume d'eau est équilibré par la pression de fonctionnement en régime permanent.

Cette réserve d'eau permet de réduire les dépressions en fournissant une quantité d'eau demandée par la dépression sous forme d'un débit contrôlé par un orifice, une tuyère ou un clapet à battant percé.

Ce réservoir permet l'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe. Le volume d'air contribue à l'équilibre de la pression dans la conduite au point de raccordement. La conduite reliée au réservoir d'air est munie d'une tuyère qui permet l'amortissement du coup de bélier.

Il est en effet essentiel d'introduire dans le système un amortissement, les oscillations dureraient sur une longue période. L'expérience a démontré qu'il est préférable d'avoir une plus grande perte de charge au retour qu'à l'aller, dans le sens du réservoir vers la conduite.

IV.6.2.2. Principe de calcul

C'est par l'épure de Bergeron que seront déterminées les valeurs de la dépression et de la surpression maximales dans la conduite après s'être fixées, au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume U₀ d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement.

Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la dépression ou pour la surpression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou de l'étranglement, ou des deux. Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements ; mais en fait, ils resteront très limités et la précision sera bonne.

Le principe est le suivant, une fois fixées à priori les dimensions du réservoir d'air et celles de l'étranglement :

- Il sera fait application du diagramme de Bergeron où l'on aura toute fois gradué les abscisses selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu de prendre les débits comme il est pratiqué ordinairement. Comme la conduite est supposée présenter un diamètre uniforme, ce n'est là qu'un changement d'appellation.

- Les régimes seront considérés à rythmes entiers où $t = \frac{2L}{a}$, en prenant $\frac{L}{a}$ comme unité de temps.

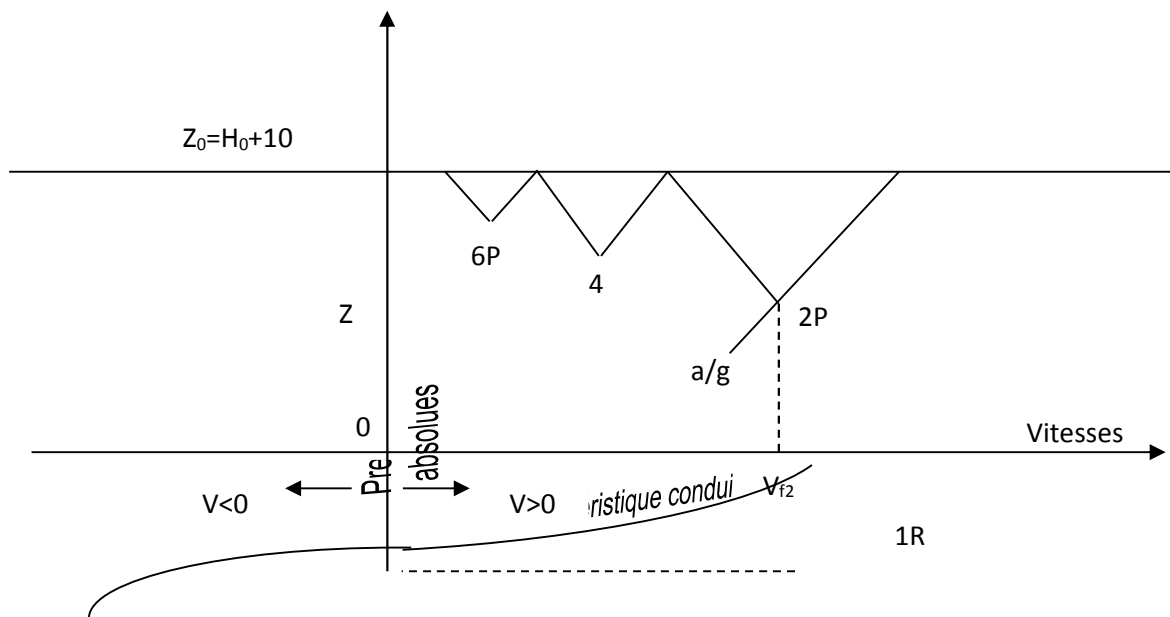
IV.6.2.3. Principe de construction de l'épure de Bergeron

Dans notre cas le dispositif utilisé pour l'étranglement est la tuyère, et le volume d'air est fixé U_0 . Sur le diagramme $H = f(V)$, le point 1R est donné par l'intersection de la vitesse de V_{f0} en régime normal et de l'horizontale passant par la valeur de Z_0 (Figure (IV.3)), telle que :

$$Z_0 = H_0 + 10 \quad (IV.7)$$

Où :

- H_g : Hauteur géométrique,
- Z_0 : Pression absolue.
- De ce point 1R, on trace la droite (a/g) et $(-a/g)$ en tenant compte des échelles horizontales et verticales.
- Le point 2P sera déterminé en fixant une vitesse V_{f1} de telle sorte, qu'après les calculs on trouve une pression Z .
- L'intersection de Z et V_{f1} doit couper la droite (a/g) en un point, sinon on refait le calcul pour une autre vitesse et ainsi de suite.



Figure(IV.3): Principe de la construction de l'épure de Bergeron

➤ Principe de calcul du réservoir d'air

1- Les temps se suivent selon les valeurs de $T = \frac{2L}{a}$

2- L'augmentation ou la diminution (U) de ce volume est due, à l'eau que le réservoir écoule vers la conduite, au cours du régime transitoire, avec :

$$U = S \times V_m \times T \quad (\text{IV.8})$$

Où :

- S : Section de la conduite,
- T : Temps mis par une onde, pour faire un aller retour dans la conduite,
- V_m : Moyenne arithmétique de la vitesse finale de l'intervalle précédent et la nouvelle vitesse choisie.

3- Le volume d'air U du réservoir sera égal à la fin du premier intervalle T, au volume d'air choisi arbitrairement U_0 au départ, augmenté ou diminué de la quantité trouvée à la colonne précédente ζU .

4- La pression dans le réservoir d'air est donnée par la loi de poisson :

$$(Z_0 + u_0) \times U_0^{1.4} = Z \times U^{1.4} \quad (\text{IV.9})$$

Où :

- u_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.

5- La vitesse dans la tubulure :

❖ Cas de la montée de l'eau

A la montée de l'eau. On a un coefficient de débit de 0.92

$$V_1/V_f = D^2/d^2 = K \quad (\text{IV.10})$$

Où :

- V_1 = Vitesse dans la tuyère,
- V_f = Vitesse finale choisie,
- D : Diamètre de la conduite,
- d' : Diamètre de la veine contractée.

Avec :

$$d' = 0.92 d \quad (\text{IV.11})$$

- d : Sera choisi de manière à avoir le rapport :

$$V_1/V_f = K \quad (\text{K compris entre 15 et 20}) \quad (\text{IV.12})$$

❖ Cas de la descente de l'eau

La tuyère agit comme un ajutage BORDA avec un coefficient de 0.5 à la descente de l'eau.

$$V_2/V_f = 2 \times (D/d)^2 \quad (\text{IV.13})$$

Où :

- V_2 : Vitesse de l'eau dans la tuyère,
- V_f : Vitesse de l'eau dans la conduite.

6- Calcul des pertes de charge :

© **Cas de la montée de l'eau**

$$\zeta h_1 = C \times (V^2/2g) \quad (\text{IV.14})$$

Et $C = f(m)$ La valeur de C est lue sur l'abaque (Annexe (5)).

Avec :

$$m = (0.92.d)^2/D^2 \quad (\text{IV.15})$$

© **Cas de la descente de l'eau**

$$\zeta h_2 = C' \times (V^2/2g) \quad (\text{IV.16})$$

Avec :

$C' = f(m)$ et la valeur de « C' » est lue sur l'abaque (Annexe (5)).

$$m = 1/2 \times (d/D)^2 \quad (\text{IV.17})$$

La Perte de charge est donnée par la formule de COLEBROOCK, aussi pour le PEHD :

$$= 1.1 \frac{|L| V_f^2}{D |2| g} \quad (\text{IV.18})$$

La pression dans la conduite sans pertes de charge :

➤ Cas de la montée : $Z - \zeta h_1 - U$ (IV.19)

➤ Cas de la descente : $Z + \zeta h_2 + U$ (IV.20)

IV.7. Application du calcul pour les différents tronçons

Les calculs seront effectués en utilisant une note de calcul [9] élaborée pour le dimensionnement des réservoirs d'air.

IV.7.1. Tronçon SP1-SP2

On a :

$$Z = 250 \text{ mm}$$

$$Z D_{\text{int}} = 204.6 \text{ mm}$$

$$Z e = 22.7 \text{ mm}$$

$$Z L = 4230 \text{ m}$$

$$Z H_g = 182 \text{ m}$$

$$Z \quad H_t = 28.38\text{m}$$

$$Z \quad K = 83$$

On dispose d'une tuyère de diamètre $d = 70 \text{ mm}$ qui est incorporée dans une tubulure d'un diamètre $D = 140 \text{ mm}$.

© Les caractéristiques de la tuyère sont :

a) Montée de l'eau

$$K \times \frac{V_1}{V_f} \times \frac{W^2}{d'^2} \times \frac{W^2}{(0.92 | d^2)} \times \frac{(0.250)^2}{(0.92 | 0.07)^2} \times 15.07$$

Donc, $K=15$. Comprise entre 15 et 20, d'où la condition pour K est vérifiée.

Par ailleurs :

$$m \times \frac{d^2}{D^2} \times \frac{(0.92 | d^2)}{D^2} \times \frac{(0.92 | 0.07)^2}{(0.140)^2} \times 0.21$$

D'où $m = 0,21$.

A partir de l'abaque (Annexe (5)), on déterminera la valeur du coefficient de perte de charge "C" dans la tuyère. Ce qui nous donne $C = 0,64$.

D'où la perte de charge correspond au cas de la montée de l'eau est :

$$\zeta h_1 \times C \left| \frac{V_1^2}{2 | g} \times \frac{(0,64)}{2g} \right| V_1 \quad \zeta h_1 \times 0,64 \frac{V_1^2}{2g}$$

b) Descente de l'eau

On a :

$$\frac{V_2}{V_f} \times K' \times \frac{2W^2}{d^2} \times \frac{2(0.250)^2}{0.07} \times 26$$

Donc :

$$V_2 \times K' \times V_f \times 31 | V_f$$

Par ailleurs :

$$m \times \frac{1}{2} \left| \frac{d^2}{D^2} \times \frac{1}{2} \left| \frac{(0.07)^2}{(0.140)^2} \right. \right. \times 0.14 \quad m \times 0.125$$

A partir de l'abaque (Annexe (5)), on aura la valeur du coefficient de perte de charge $C' = 0,78$.

D'où, la perte de charge correspondant au cas de la descente de l'eau est :

$$\zeta h_2 \times C' \left| \frac{V_2^2}{2 | g} \right. \quad \zeta h_2 \times 0,78 \frac{V_2^2}{2g}$$

c) Variation du volume d'air

Elle est donnée par :

$$\zeta U X S \cdot V_m \quad (IV.21)$$

Avec :

- S : section de la conduite (m²) ;
- : temps d'un aller retour de l'onde (s).

$$= \frac{2L}{a} = \frac{2 \mid 4230}{141221} = 5.99 \text{ s.}$$

Où :

$$\zeta U X 0.396 V_m \quad (IV.22)$$

- U : variation du volume d'air (m³) ;
- V_m : Vitesse moyenne dans un intervalle donné (m/s).

$$V_m X \frac{V_0 \Gamma V_f}{2} \quad (IV.23)$$

d) Résultats de calcul du réservoir d'air

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SP1-SP2 en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (IV.2) ci-dessous. .

Tableau (IV.2): Calcul du réservoir d'air du tronçon SP1-SP2

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z + Δh + δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	3	220,385465	0	220,385465	28,3854652	192	1,52156002	0	0	
24,1157045	0,78754776	3,78754776	159,01985	1,5941059	157,425744	3,17243673	154,253307	0,4660132	0,99379323	0,46602644	-1,3234E-05
48,231409	-0,1045858	3,68296197	165,377559	14,3181026	179,695662	7,28357692	186,979239	-0,72993396	-0,13197505	-0,72997654	4,2577E-05
72,3471134	-0,46239684	3,22056513	199,548186	5,13145426	204,67964	2,81629038	207,495931	-0,43700679	-0,58349077	-0,43700499	-1,7998E-06
96,4628179	-0,05695179	3,16361334	204,595439	0,63130208	203,964137	1,34549392	202,618643	0,29325999	-0,0718665	0,29327199	-1,2001E-05
120,578522	0,24194777	3,4055611	184,539168	0,73920781	183,79996	1,55718387	182,242776	0,31734867	0,3053098	0,31734762	1,0507E-06
144,694227	0,04431176	3,44987287	181,229285	1,13489347	182,364179	0,69643916	183,060618	-0,20548238	0,05591626	-0,20551509	3,2708E-05
168,809931	-0,18609087	3,26378199	195,858808	1,87464409	197,733452	1,10845381	198,841906	-0,26413612	-0,23482493	-0,26413477	-1,3462E-06
192,925636	-0,04933405	3,21444794	200,080033	0,14309876	199,936934	0,3403932	199,596541	0,13961995	-0,06225381	0,13962716	-7,2103E-06
217,04134	0,1416535	3,36610144	188,357794	0,34842033	188,009373	0,77597889	187,233395	0,21875614	0,17875016	0,21787315	0,00088298
241,157045	0,04581566	3,4019173	184,815952	0,28089798	185,09685	0,19113965	185,287989	-0,10223138	0,05781426	-0,10224452	1,3246E-05
265,272749	-0,11581523	3,28610207	193,998886	0,97047623	194,969363	0,60248021	195,571843	-0,1900429	-0,14614529	-0,19004595	3,0536E-06
289,388454	-0,04679894	3,23930313	197,934035	0,03798334	197,896051	0,0996702	197,796381	0,0719297	-0,05905479	0,07193637	-6,6725E-06
313,504158	0,09364505	3,33294819	190,192207	0,19838529	189,993822	0,46063383	189,533188	0,16503763	0,11816911	0,16440185	0,00063578
337,619863	0,04516136	3,37810965	186,642045	0,06832218	186,710367	0,05161773	186,761985	-0,05041982	0,05698836	-0,05042513	5,3141E-06

Données de l'adduction

Diametre	0,2046 m
Débit	0,05 m³/s
H géomet	182 m
Long. Cond	4230 m
coef. K	83
Epaisseur e	0,0227 m
C Haz Will	173,7

Résultats des variations du volume d'air

Umax	3,78754776 m³
Umin	3 m³

Résultat

Vitesse	1,52156002 m/s
Section	0,03286101 m²
Célérité a	350,808744 m/s
B	54,411474 m
Hmax	236,411474 m
Hmin	127,588526 m
periode θ	24,1157045 s
H0	192 m
PDC δ	28,3854652 m
a/g	35,7603205 s

Données du Réservoir d'air

Volume U0	3 m³
K PDC entr	26,87 Vf²
K PDC sort	7,34 Vf²
Exposant	1,4

Pression de l'air

pres. air Z **1026,01263** /Nv

Résultats des pressions

Surpression	12,6796405 m
Dépression	34,5742558 m

L'épure de BERGERON est représenté par la Figure (IV.3) :

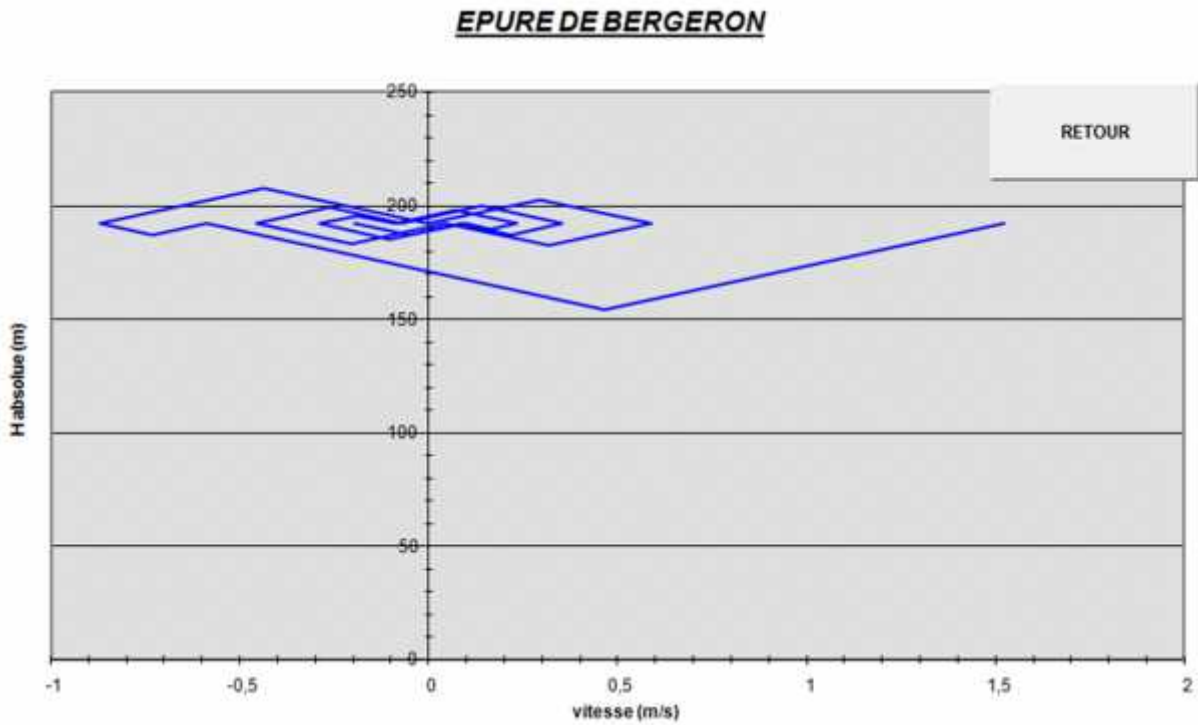


Figure (IV.4): Epure de BERGERON pour le tronçon SP1-SP2

e) Interprétation des résultats

On remarque :

-) Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **34.57 m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **3.78 m³**.
-) Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **3 m³**.

La variation de la pression absolue est représentée par la figure (IV.4).
Variation de la pression absolue en fonction du temps

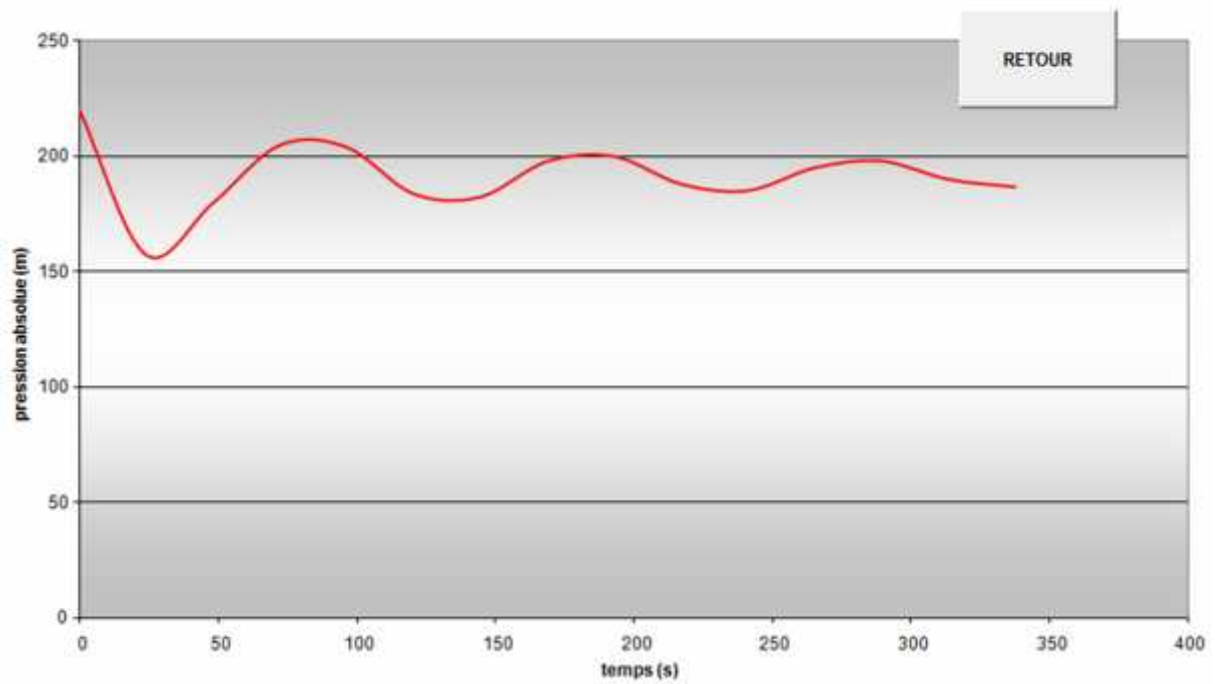


Figure (IV.5): Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SP1-SP2

La Figure(IV.5) représente l'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire :

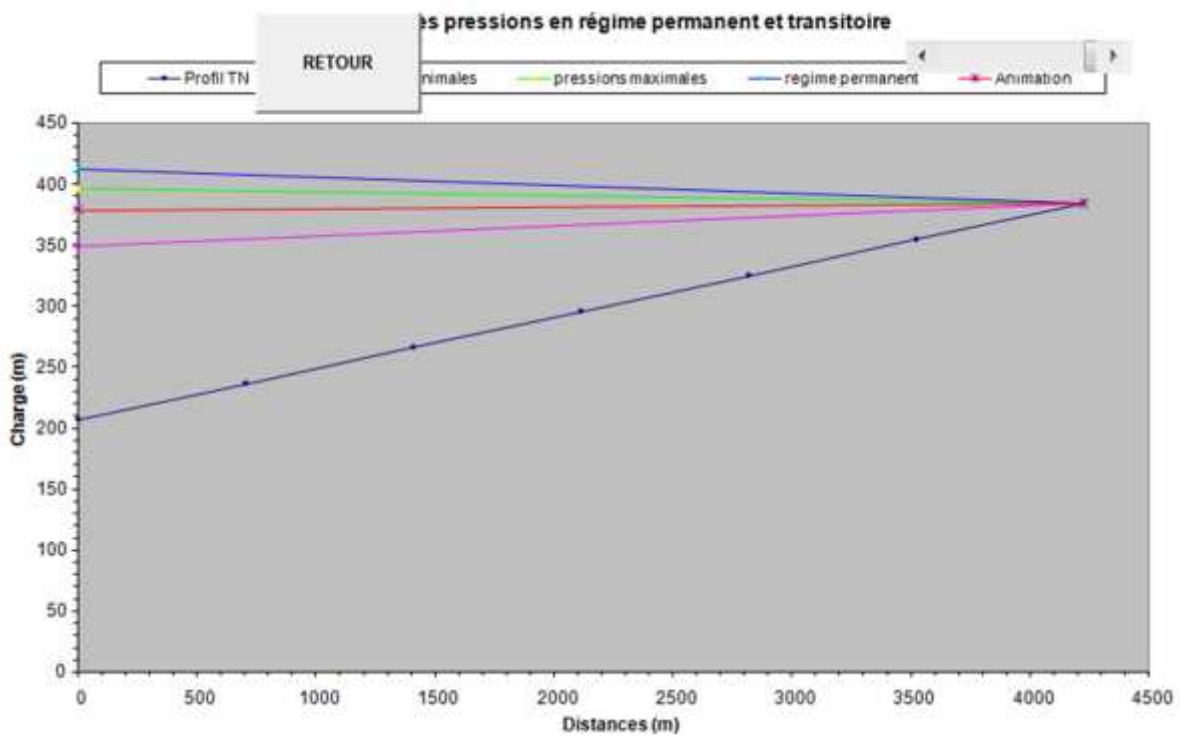


Figure (IV.6): L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire

f) Dimensionnement du réservoir d'air

A partir du tableau (IV.2), on a le volume maximal d'air de l'ordre **3.78 m³**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon SP2-R_T, tel que :

$$V_t = 1,2 \times U_{\max}$$

$$\text{D'où :} \quad V_t = 1.2 \times 3.78 = \mathbf{4.51 \text{ m}^3}$$

Par conséquent, on optera pour un réservoir de **4.51 m³ (4500 l)**.

IV.8.2. Tronçon SP2-R_T

On a:

$$Z = 200 \text{ mm.}$$

$$Z D_{\text{int}} = 163.6 \text{ mm.}$$

$$Z e = 18.2 \text{ mm.}$$

$$Z L = 3470 \text{ m.}$$

$$Z H_g = 154 \text{ m.}$$

$$Z H_t = 20.60 \text{ m}$$

$$Z K = 83.$$

On prend les mêmes dimensions pour la tuyère que le cas précédent (SP2-R_T). Donc une tuyère d'un diamètre **d = 50mm** dans une tubulure de diamètre **D = 100 mm**. D'où on aura :

a) Montée de l'eau

La perte de charge est :

$$\zeta h_1 \times 0.6 \frac{V_1^2}{2g}$$

b) Descente de l'eau

La perte de charge est :

$$\zeta h_2 \times 0.78 \frac{V_2^2}{2g}$$

Les résultats du calcul du réservoir d'air pour le tronçon SP1-R_T en utilisant la méthode de BERGERON, sont donnés dans le tableau (IV.3) ci-dessous.

Tableau (IV.3) : Calcul du réservoir d'air du tronçon SP2-R_T

temps	ΔU	U	Z	Δh1 ; Δh2	Z-Δh ; Z+Δh	δ	Z-+ Δh-+ δ	Vf graph	Vm	Vf choisie	f
0	0	1,6	184,60166	0	184,60166	20,601664	164	0,8280255	0	0	
21,501399	0,3268556	1,9268556	142,30323	0,1738312	142,1294	0,7684732	141,36093	0,1399519	0,4841272	0,1402289	-0,0002771
43,002799	-0,1020256	1,8248299	153,565	7,4589588	161,02396	6,4542957	167,47825	-0,4424066	-0,1511169	-0,4424627	5,608E-05
64,504198	-0,1574312	1,6673987	174,24019	0,0217644	174,26195	0,029007	174,29096	-0,0239163	-0,2331817	-0,0239007	-1,561E-05
86,005597	0,069907	1,7373057	164,50414	0,4716838	164,03248	1,9368842	162,09581	0,2309845	0,1035438	0,2309884	-3,88E-06
107,507	0,0622613	1,799567	156,59156	0,0825585	156,67412	0,0998943	156,77382	-0,0465166	0,0922193	-0,0465499	3,33E-05
129,0084	-0,0698519	1,7297151	165,5157	0,9799332	166,49563	0,9853642	167,48099	-0,1603448	-0,1034623	-0,1603747	2,981E-05
150,5098	-0,02534	1,7043751	168,97106	0,0643346	168,90673	0,3061188	168,60061	0,0852808	-0,0375327	0,0853092	-2,84E-05
172,01119	0,0636407	1,7680158	160,51773	0,0941765	160,42355	0,4356536	159,9879	0,1031673	0,0942624	0,1032155	-4,819E-05
193,51259	0,0004167	1,7684325	160,46477	0,3962448	160,86101	0,4260525	161,28707	-0,101228	0,0006173	-0,101981	0,000753
215,01399	-0,0550382	1,7139943	167,72714	0,142051	167,86919	0,1647829	168,03997	-0,0610774	-0,0815207	-0,0610604	-1,697E-05
236,51539	0,0138398	1,7272341	165,84863	0,0920768	165,75656	0,426652	165,32991	0,101948	0,020499	0,1020585	-0,0001105
258,01679	0,0433056	1,7705398	160,19746	0,0060807	160,19138	0,034452	160,15693	0,0255649	0,0641428	0,0262272	-0,0006623
279,51819	-0,0231199	1,7474199	163,17266	0,3417987	163,51446	0,3715526	163,88601	-0,0947028	-0,0342443	-0,0947159	1,311E-05
301,01959	-0,0310009	1,716419	167,31348	7,338E-05	167,31341	0,0005765	167,31283	0,0025203	-0,0459174	0,002881	-0,0003607

Données de l'aductif	
Diamètre	0,2 m
Débit	0,026 m ³ /s
H géomet	154 m
Long. Condu	3470 m
coef. K	83
Epaisseur	0,0186 m
C Haz Will	102,44446

Résultats des variations du volume c	
Umax	1,9268556 m ³
Umin	1,6 m ³

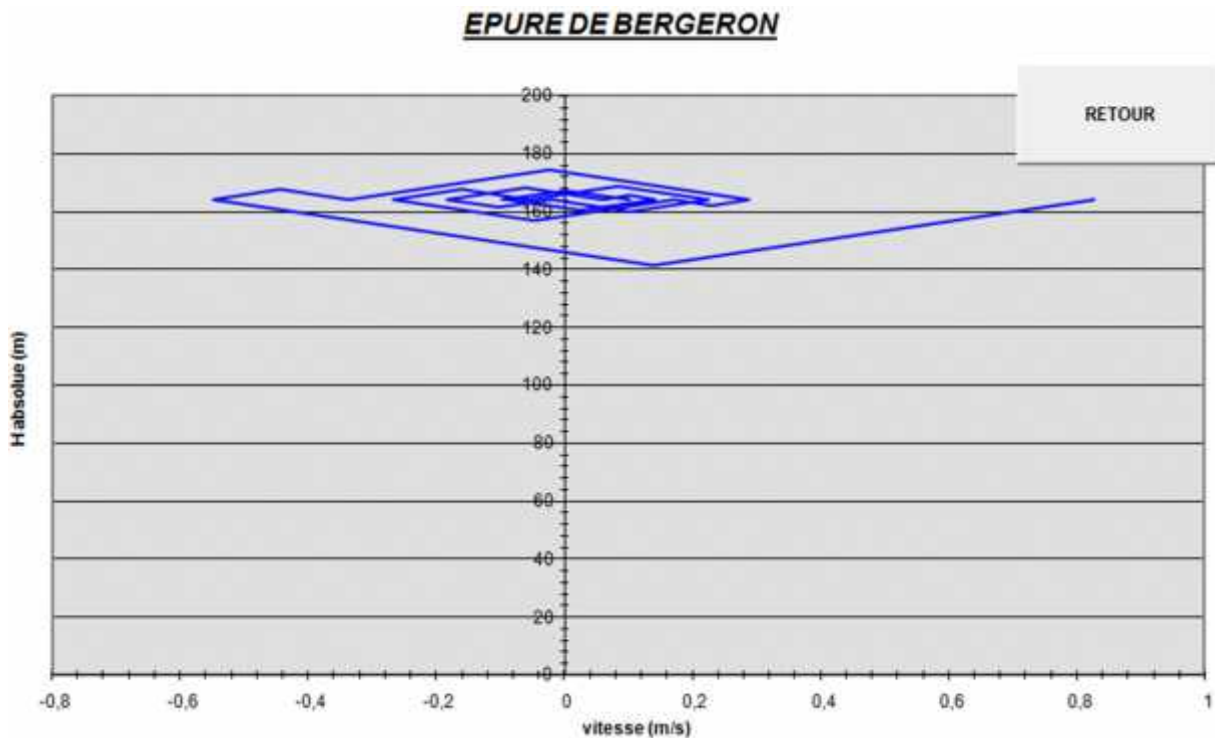
Résultat	
Vitesse Section	0,8280255 m/s
Célérité a	0,0314 m ²
B	322,76969 m/s
Hmax	27,243785 m
Hmin	181,24378 m
periode θ	126,75622 m
H0	21,501399 s
PDC δ	164 m
alg	20,601664 m
	32,902109 s

Données du Réservoir d'	
Volume U _r	1,6 m ³
K PDC entr	38,1
K PDC sort	8,84
Exposant	1,4

Pression de l'	
pres. air Z	356,45408 /N ²

Résultats des pressio	
Surpressio	10,261954 m
Dépressio	21,870599 m

L'épure de BERGERON est représenté par la Figure (IV.6) :



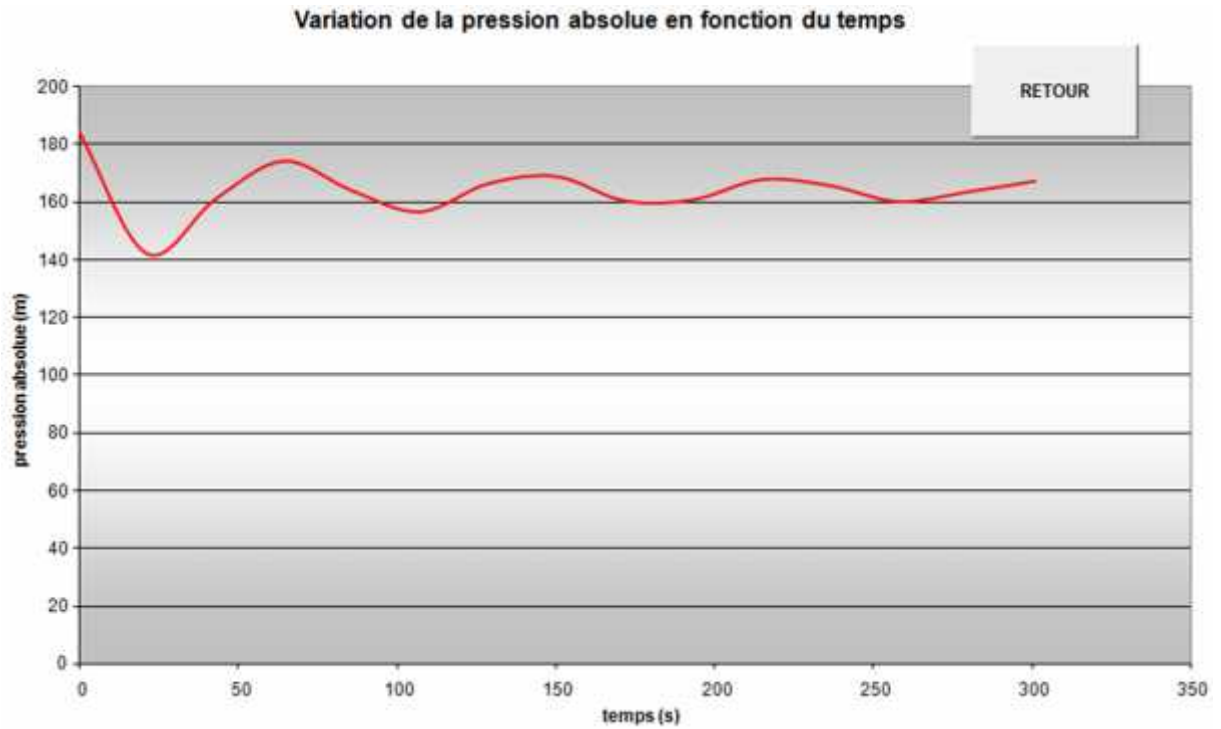
Figure(IV.7): Epure de BERGERON pour le tronçon SP2-Rr

a) Interprétation des résultats

On remarque :

-) Pendant la phase de dépression, on a enregistré une dépression maximale de **21.87 m**. Le volume d'air à la fin de cette dépression est de **1.93 m³**.
-) Le volume d'air à la fin de cette surpression est de **1.6 m³**.

La variation de la pression absolue est représentée par la figure (IV.7) :



Figure(IV.8): Variation de la pression absolue en fonction du temps pour SP2-Rt

L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire est représentée par la figure (IV.9) ci-dessous :

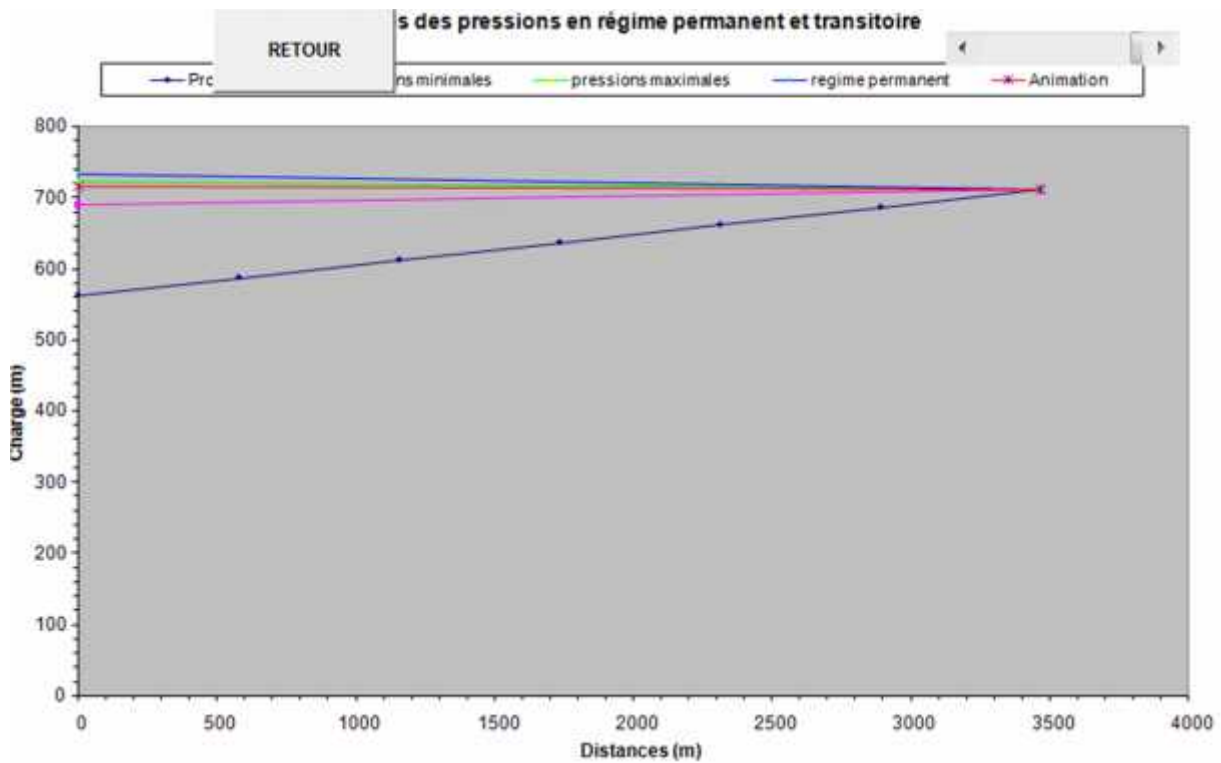


Figure (IV.9): L'enveloppe des pressions en régime permanent et transitoire

b) *Dimensionnement du réservoir d'air*

A partir du tableau (IV.3), on a le volume maximal d'air de l'ordre **1.93 m³**. Par conséquent, il est possible à présent de calculer le volume totale du réservoir anti bélier pour le tronçon SP2-R_T, tel que :

$$V_t = 1.2 \times U_{\max}$$

$$\text{D'où :} \quad V_t = 1.2 \times 1.93 = \mathbf{2.32 \text{ m}^3}$$

Par conséquent, on optera pour un réservoir de **2.5 m³ (2500 l)**.

IV.8.3. Calcul des valeurs du coup de bélier pour les tronçons (SP2-R2) et (R_T-A)

Les valeurs numériques du coup de bélier pour chaque tronçon sont représentées dans le tableau (III.1) suivant :

Tableau (IV.4): Calcul de la valeur maximale du coup de bélier

Tronçon	Caractéristiques des conduites										
	D (mm)	e (mm)	V ₀ (m/s)	H _g (mm)	H ₀ (m)	a (m/s)	B (m)	H _s (m)	H _d (m)	PNS (m)	T
SR2-R2	102.2	11.4	1.63	151	161	351.6	58.43	219.43	102.27	160	9.28
R_T-A	130.8	14.6	1.9	101	111	351.8	68.14	180	42.86	160	15.64

Remarque :

Pour le cas des conduites d'adduction gravitaire on utilise des vannes à fermeture lente pour la protection des conduites contre le coup de bélier.

IV. Conclusion

À travers ce chapitre nous avons vu comment fais la description physique du phénomène du coup de bélier et nous avons vu comment calculer la surpression, la dépression et comment faire le dimensionnement du réservoir d'air.

Les valeurs du coup de bélier dans les différents tronçons refoulement sont importantes. Les dépressions sont pas acceptables et les surpressions sont dépasse la pressions de service des conduites ce qui nécessite une protection anti-bélier alors on a opté un réservoir d'air de volume 4500 l pour le tronçon SP1-SP2 et un volume de 2500 l Pour le tronçon SP2-R_T .

V.1. Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque on doit faire le choix convenable du réseau pour la distribution. L'eau stockée dans les réservoirs doit être distribuée à l'aide des canalisations sur lesquelles des branchements seront piqués en vue de satisfaire les consommateurs. Ces canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec un débit optimal et une pression du service suffisante pour les habitations élevées et éloignées.

V.2. Classification des réseaux de distribution

Les réseaux peuvent être classés comme suit [11] :

-) Réseau ramifié ;
-) Réseau maillé ;
-) Réseau mixte.

V.2.1. Le réseau ramifié

Caractérisé par une alimentation à sens unique, il présente l'avantage d'être économique mais manque de sécurité, de souplesse en cas de rupture.

V.2.2. Le réseau maillé

Permet une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet l'isolement du tronçon et la poursuite de l'alimentation en aval.

Il est plus coûteux, mais préférable au réseau ramifié, pour sa commodité et la sécurité qu'il procure.

V.2.3. le réseau mixte

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

Vu que la région du chef lieu d'AOMAR est du type rural, on opte pour un réseau ramifié avec deux mailles représentée dans la figure (V.1) ci- dessous :

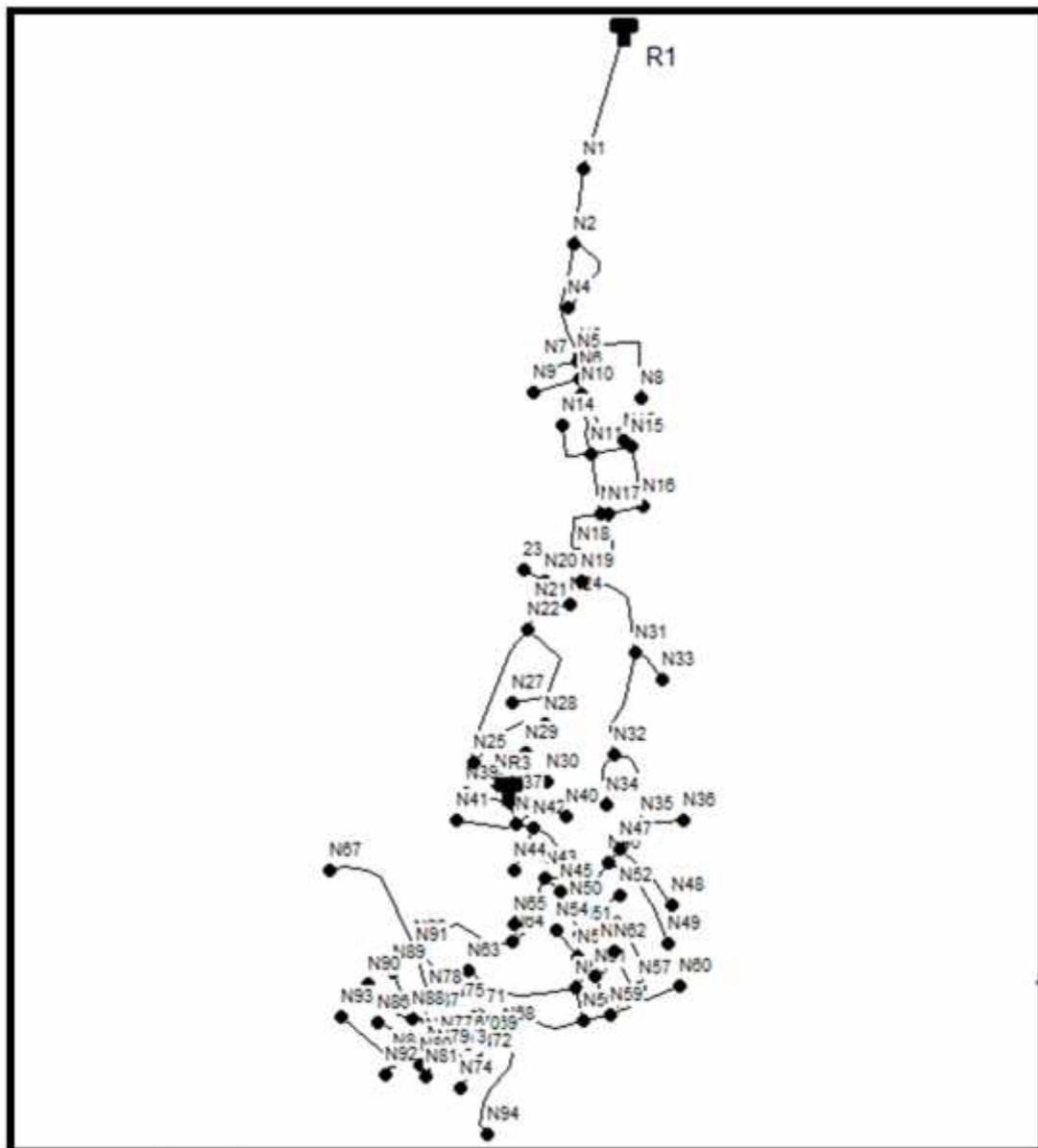


Figure (V.1): Réseau de distribution

V.3. Principe du tracé du réseau combiné

-) Repérer les quartiers ayant une densité de population importante.
-) Déterminer le sens principal de la distribution d'eau potable.
-) Tracer les conduites principales en parallèle.
-) Relier les conduites principales par des conduites secondaires pour former des mailles.
-) Ajouter des ramifications à partir d'un nœud de manière à assurer l'alimentation des consommateurs éloignés.

V.4. Calcul hydraulique du réseau combiné

La détermination des débits dans un réseau combiné s'effectue de la manière suivante :

-) On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
-) On calcule les débits en route pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure de pointe +incendie. Cas réservoir de tête).

-) On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route.
-) Sachant le débit spécifique ; on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds.

V.4.1. Détermination des débits

V.4.1.1. Débit Spécifique

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins sont répartis régulièrement sur la longueur des réseaux de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique (Q_{spi}). Qui est égal à :

$$Q_{spi} = Q_r / L_i \quad (l/s/ml) \quad (V.1)$$

Avec :

- Q_r : Débit en route,
- L_i : Somme des longueurs des tronçons = 4116.13m (Zone 1)
=5751.08m (Zone 2)

V.4.1.2. Débit En Route

Le débit en route de chaque tronçon est le débit uniformément réparti sur son parcours, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{cons} + Q_{conc} \quad (l/s) \quad (V.2)$$

Avec:

- Q_r : Débit en route,
- Q_{cons} : Débit consommé,
- Q_{conc} : Débit concentré.

V.4.1.3. Débit aux Nœuds

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud pour alimenter la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, il sont déterminés par la relation suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 \cdot q_{ri} + Q_{conc}(l/s) \quad (V.3)$$

Avec

- Q_{ni} : Débit au nœud,
- Q_{conc} : Somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré,
- q_{ri} : Somme des débits en route des tronçons reliant deux nœuds.

V.4.2. Calcul des débits

V.4.2.1. Cas de pointe

A partir du tableau (II.2) et (II.4) de la consommation horaire de notre agglomération, on constate que les heures de pointes sont de (12h-14h) (pour les deux zones 1 et 2).

Tableau(V.1): Récapitulation des débits pour la zone1

Heure de pointe (12 heures à 14heures)	Qcons (l/s)	33.5
	Qconc (l/s)	0
	Qroute (l/s)	33.5
	Li (m)	4116.13
	Qsp (l/s/m)	0,008139

Tableau(V.2): Récapitulation des débits pour la zone2

Heure de pointe (12 heures à 14heures)	Qcons (l/s)	33.
	Qconc (l/s)	0
	Qroute (l/s)	33.5
	Li (m)	5751.08
	Qsp (l/s/m)	33.65

On calcule le débit route de chaque tronçon ainsi que le débit de chaque nœud du réseau, à partir du débit spécifique, connaissant les longueurs des tronçons.

Tous les résultats du calcul sont récapitulés dans les tableaux (V.3) et (V.4).

Tableau (V.3): Détermination des débits nodaux de la zone 1

N° de nœud	Tronçons	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit en route (l/s)	Débit nodaux (l/s)
N1	C2	102.08	0.008139	0.831	0.416
N2	C2	102.08	0.008139	0.831	2.15
	C3	244.03	0.008139	1.986	
	C4	182.15		1.483	
N3	C3	244.03	0.008139	1.986	2.048
	C6	9.54		0.078	
	C5	249.58		2.031	
N4	C4	182.15	0.008139	1.483	0.742
N5	C6	9.54	0.008139	2.031	1.452
	C7	35.77		0.291	
	C8	71.37		0.581	
N6	C7	35.77	0.008139	0.291	0.695
	C10	99.27		0.808	
	C9	35.59		0.290	
N7	C8	71.37	0.008139	0.581	0.291
N8	C5	249.58	0.008139	2.031	1.016
N9	C10	99.27	0.008139	0.808	0.404
N10	C9	35.59	0.008139	0.290	1.202
	C11	121.37		0.988	
	C12	136.96		1.115	
N11	C11	121.37	0.008139	0.988	1.849
	C13	128.43		1.045	
	C14	116.76		0.950	
	C15	87.89		0.715	
N12	C13	128.43	0.008139	1.045	1.142
	C18	13.93		0.113	
	C19	138.28		1.125	
N13	C12	136.96	0.008139	1.115	0.558
N14	C14	116.76	0.008139	0.950	0.475
N15	C15	87.89	0.008139	0.715	0.878
	C16	127.95		1.041	
N16	C16	127.95	0.008139	1.041	0.819
	C17	73.17		0.596	
N17	C18	13.93	0.008139	0.113	1.037
	C17	73.17		0.596	
	C20	167.74		1.365	
N18	C19	138.28	0.008139	1.125	0.563

Tableau (V.3): Détermination des débits nodaux de la zone 1 (suit et fin)

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit en route (m /s)	Débit nodaux (m/s)
N19	C20	167.74	0.008139	1.365	1.148
	C27	81.14		0.660	
	C21	216.27		0.000	
N20	C27	81.14	0.008139	0.660	0.798
	C29	65.11		0.530	
	C28	49.89		0.406	
N21	C29	65.11	0.008139	0.530	0.756
N21	C31	42.27		0.344	
	C30	78.23		0.637	
N22	C31	42.27	0.008139	0.344	2.4
	C34	305.85		2.489	
	C32	248.38		2.022	
	C28	49.89	0.008139	0.406	0.203
N24	C30	78.23	0.008139	0.637	0.319
	C34	305.85	0.008139	2.489	
N23	C36	57.5	0.008139	0.468	2.209
N25	C35	179.43	0.008139	1.460	
N26	C36	57.5	0.008139	0.468	1.087
	C37	90.56		0.737	
	C38	119.08		0.969	
N27	C32	248.38	0.008139	2.022	1.011
N28	C35	179.43	0.008139	1.460	0.730
N29	C37	90.56	0.008139	0.737	0.369
N30	C38	119.08	0.008139	0.969	0.485
N31	C21	216.27	0.008139	0.000	1.253
	C23	228.77		1.862	
	C22	79.08		0.644	
N32	C23	228.77	0.008139	1.862	1.797
	C24	117.11		0.953	
	C25	171.47		0.783	
N33	C22	79.08	0.008139	0.644	0.322
N34	C24	117.11	0.008139	0.953	1.09
N35	C25	171.47	0.008139	1.396	0.392
	C26	96.17		0.783	
N36	C26	96.17	0.008139	0.783	0.477

Tableau (V.4): Détermination des débits nodaux de la zone 2

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit en route (m /s)	Débit nodaux (m/s)
N37	C40	91,51	0,00585	0,54	0,46
	C41	64,52		0,38	
N38	C41	64,52	0,00585	0,38	0,89
	C43	115,2		0,73	
	C42	126,16		0,67	
	C44	38,98		0,23	
N39	C40	91 ,51	0,00585	0,54	0,27
N40	C42	126,16		0,67	1,15
N41	C43	115,2		0,73	0,37
N42	C44	38,98	0,00585	0,23	0,94
	C45	99,29		0 ,58	
	C46	182,74		1,07	
N43	C46	182,74	0,00585	1,07	1,15
	C47	42,50		0,25	
	C48	167,01		0,98	
N44	C45	99,29	0,00585	0 ,58	
N45	C47	42,50	0,00585	0,25	0,62
	C54	126,42		0,74	
	C53	40,7		0,24	
N46	C54	126,42	0,00585	0,74	1,11
	C57	219,29		1,28	
	C55	32,73		0,19	
N47	C55	32,73	0,00585	0,19	0,6
	C56	173,04		1,01	
N48	C56	173,04	0,00585	1,01	0,51
N49	C57	219,29	0,00585	1,28	0,64
N50	C53	40,7	0,00585	0,24	0,64
	C58	117,37		0,69	
	C59	57,95		0,34	
N51	C59	57,95	0,00585	0,34	1,03
	C60	246,74		1,44	
	C61	45,4		0,27	
N52	C58	117,37	0,00585	0,69	0,35
N53	C61	45,4	0,00585	0,27	0,53
	C62	69,86		0,41	
	C63	62,47		0,37	
N54	C62	69,86	0,00585	0,41	0,72

Tableau (V.4): Détermination des débits nodaux de la zone 2 (suite)

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit en route (m /s)	Débit nodaux (m/s)
N55	C63	62,47	0,00585	0,37	1,37
	C64	72,31		0,42	
	C66	89,21		0,52	
	C65	244,12		1,43	
N56	C64	72,31	0,00585	0,42	0,94
	C67	56,37		0,33	
	C71	192,33		1,13	
N57	C60	246,74	0,00585	1,44	0,72
N58	C66	89,21	0,00585	0,52	0,26
N59	C67	56,37	0,00585	0,33	1,36
	C68	86,63		0,51	
	C70	165,33		0,97	
	C69	155,88		0,91	
N60	C69	155,88	0,00585	0,91	0,46
N61	C68	86,63	0,00585	0,51	0,26
N62	C70	165,33	0,00585	0,97	0,49
N63	C65	244,12	0,00585	1,43	0,72
N64	C48	167,01	0,00585	0,98	1,64
	C49	34,32		0,2	
	C50	235,46		1,38	
N65	C49	34,32	0,00585	0,2	0,01
N66	C50	235,46	0,00585	1,38	2,34
	C51	275,89		1,61	
	C52	286,67		1,68	
N67	C51	275,89	0,00585	1,61	0,81
N68	C71	192,33	0,00585	1,13	2,13
	C52	286,67		1,68	
	C73	207,26		1,21	
	C72	39,83		0,23	
N69	C72	39,83	0,00585	0,23	0,51
	C75	60,39		0,35	
	C74	35,81		0,21	
	C76	39,24		0,23	
N70	C74	35,81	0,00585	0,21	0,42
	C79	77,2		0,45	
	C80	30,89		0,18	
N71	C75	60,39	0,00585	0,35	0,18

Tableau (V.4): Détermination des débits nodaux de la zone 2 (suite et fin)

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit en route (m /s)	Débit nodaux (m/s)
N72	C76	39,24	0,00585	0,23	0,49
	C78	58,03		0,34	
	C77	71,75		0,42	
N73	C78	58,03	0,00585	0,34	0,17
N74	C77	71,75	0,00585	0,42	0,21
N75	C79	77,2	0,00585	0,45	0,23
N76	C80	30,89	0,00585	0,18	0,48
	C82	110,3		0,65	
	C81	20,67		0,12	
N77	C81	20,67	0,00585	0,12	0,24
	C84	27,34		0,16	
	C83	34,02		0,2	
N78	C82	110,3	0,00585	0,65	0,33
N79	C84	27,34	0,00585	0,16	0,3
	C85	49,51		0,23	
	C86	28,15		0,16	
N80	C86	28,15	0,00585	0,16	0,08
N81	C85	49,51	0,00585	0,23	0,12
N82	C83	34,02	0,00585	0,2	0,57
	C87	43,09		0,25	
	C88	114,97		0,67	
	C89	10,17		0,06	
N83	C89	10,17	0,00585	0,06	0,33
	C91	15,78		0,09	
	C90	88,49		0,51	
N84	C90	88,49	0,00585	0,51	0,79
	C93	146,5		0,86	
	C92	31,87		0,9	
N85	C91	15,78	0,00585	0,09	0,51
N86	C88	114,97	0,00585	0,67	0,34
N87	C87	43,09	0,00585	0,25	0,63
	C95	140,28		0,82	
	C94	31,03		0,18	
N88	C94	31,03	0,00585	0,18	0,75
	C96	101,23		0,59	
	C97	122,06		0,72	
N89	C96	101,23	0,00585	0,59	0,3
N90	C97	122,06	0,00585	0,72	0,36
N91	C95	140,28	0,00585	0,82	0,41
N92	C92	31,87	0,00585	0,9	0,45
N93	C93	146,5	0,00585	0,86	0,43
N94	C73	207,26	0,00585 ²	1,21	0,61

V.4.2.2. Cas de pointe + incendie

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie (16.67 l/s) donné par le réservoir qui se trouve au point le plus défavorable qui est le nœud N°11 pour la zone (1) et le nœud N°51 pour la zone (2).

Le point le plus défavorable c'est le point où il y a le danger ou le risque d'incendie et pour notre cas on a choisis un point au centre ville (où se trouve la plus forte densité) Figure(V.5).

Tableau (V.5): Détermination des débits nodaux de la zone 1 (cas de pointe+incendie)

N° de nœud	Tronçons	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit en route (l/s)	Débit nodaux (l/s)
N1	C2	102.08	0.008139	0.831	0.416
N2	C2	102.08	0.008139	0.831	2.15
	C3	244.03	0.008139	1.986	
	C4	182.15		1.483	
N3	C3	244.03	0.008139	1.986	2.048
	C6	9.54		0.078	
	C5	249.58		2.031	
N4	C4	182.15	0.008139	1.483	0.742
N5	C6	9.54	0.008139	2.031	1.452
	C7	35.77		0.291	
	C8	71.37		0.581	
N6	C7	35.77	0.008139	0.291	0.695
	C10	99.27		0.808	
	C9	35.59		0.290	
N7	C8	71.37	0.008139	0.581	0.291
N8	C5	249.58	0.008139	2.031	1.016
N9	C10	99.27	0.008139	0.808	0.404
N10	C9	35.59	0.008139	0.290	1.202
	C11	121.37		0.988	
	C12	136.96		1.115	
N11	C11	121.37	0.008139	0.988	18,52
	C13	128.43		1.045	
	C14	116.76		0.950	
	C15	87.89		0.715	
N12	C13	128.43	0.008139	1.045	1.142
	C18	13.93		0.113	
	C19	138.28		1.125	
N13	C12	136.96	0.008139	1.115	0.558
N14	C14	116.76	0.008139	0.950	0.475
N15	C15	87.89	0.008139	0.715	0.878
	C16	127.95		1.041	
N16	C16	127.95	0.008139	1.041	0.819
	C17	73.17		0.596	
N17	C18	13.93	0.008139	0.113	1.037
	C17	73.17		0.596	
	C20	167.74		1.365	
N18	C19	138.28	0.008139	1.125	0.563

Tableau (V.5): Détermination des débits nodaux de la zone I(cas de pointe +incendie) (suite et fin)

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit en route (m /s)	Débit nodaux (m/s)
N19	C20	167.74	0.008139	1.365	1.148
	C27	81.14		0.660	
	C21	216.27		0.000	
N20	C27	81.14	0.008139	0.660	0.798
	C29	65.11		0.530	
	C28	49.89		0.406	
N21	C29	65.11	0.008139	0.530	0.756
N21	C31	42.27		0.344	
	C30	78.23		0.637	
N22	C31	42.27	0.008139	0.344	2.4
	C34	305.85		2.489	
	C32	248.38		2.022	
	C28	49.89	0.008139	0.406	0.203
N24	C30	78.23	0.008139	0.637	0.319
	C34	305.85	0.008139	2.489	
N23	C36	57.5	0.008139	0.468	2.209
N25	C35	179.43	0.008139	1.460	
N26	C36	57.5	0.008139	0.468	1.087
	C37	90.56		0.737	
	C38	119.08		0.969	
N27	C32	248.38	0.008139	2.022	1.011
N28	C35	179.43	0.008139	1.460	0.730
N29	C37	90.56	0.008139	0.737	0.369
N30	C38	119.08	0.008139	0.969	0.485
N31	C21	216.27	0.008139	0.000	1.253
	C23	228.77		1.862	
	C22	79.08		0.644	
N32	C23	228.77	0.008139	1.862	1.797
	C24	117.11		0.953	
	C25	171.47		0.783	
N33	C22	79.08	0.008139	0.644	0.322
N34	C24	117.11	0.008139	0.953	1.09
N35	C25	171.47	0.008139	1.396	0.392
	C26	96.17		0.783	
N36	C26	96.17	0.008139	0.783	0.477

Tableau (V.6): Détermination des débits nodaux de la zone 2 (cas de pointe +incendie)

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit en route (m /s)	Débit nodaux (m/s)
N37	C40	91,51	0,00585	0,54	0,46
	C41	64,52		0,38	
N38	C41	64,52	0,00585	0,38	0,89
	C43	115,2		0,73	
	C42	126,16		0,67	
	C44	38,98		0,23	
N39	C40	91 ,51	0,00585	0,54	0,27
N40	C42	126,16		0,67	1,15
N41	C43	115,2		0,73	0,37
N42	C44	38,98	0,00585	0,23	0,94
	C45	99,29		0 ,58	
	C46	182,74		1,07	
N43	C46	182,74	0,00585	1,07	1,15
	C47	42,50		0,25	
	C48	167,01		0,98	
N44	C45	99,29	0,00585	0 ,58	
N45	C47	42,50	0,00585	0,25	0,62
	C54	126,42		0,74	
	C53	40,7		0,24	
N46	C54	126,42	0,00585	0,74	1,11
	C57	219,29		1,28	
	C55	32,73		0,19	
N47	C55	32,73	0,00585	0,19	0,6
	C56	173,04		1,01	
N48	C56	173,04	0,00585	1,01	0,51
N49	C57	219,29	0,00585	1,28	0,64
N50	C53	40,7	0,00585	0,24	0,64
	C58	117,37		0,69	
	C59	57,95		0,34	
N51	C59	57,95	0,00585	0,34	17,7
	C60	246,74		1,44	
	C61	45,4		0,27	
N52	C58	117,37	0,00585	0,69	0,35
N53	C61	45,4	0,00585	0,27	0,53
	C62	69,86		0,41	
	C63	62,47		0,37	
N54	C62	69,86	0,00585	0,41	0,72

Tableau (V.6): Détermination des débits nodaux de la zone2 (cas de pointe +incendie) (suite)

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit en route (m /s)	Débit nodaux (m/s)
N55	C63	62,47	0,00585	0,37	1,37
	C64	72,31		0,42	
	C66	89,21		0,52	
	C65	244,12		1,43	
N56	C64	72,31	0,00585	0,42	0,94
	C67	56,37		0,33	
	C71	192,33		1,13	
N57	C60	246,74	0,00585	1,44	0,72
N58	C66	89,21	0,00585	0,52	0,26
N59	C67	56,37	0,00585	0,33	1,36
	C68	86,63		0,51	
	C70	165,33		0,97	
	C69	155,88		0,91	
N60	C69	155,88	0,00585	0,91	0,46
N61	C68	86,63	0,00585	0,51	0,26
N62	C70	165,33	0,00585	0,97	0,49
N63	C65	244,12	0,00585	1,43	0,72
N64	C48	167,01	0,00585	0,98	1,64
	C49	34,32		0,2	
	C50	235,46		1,38	
N65	C49	34,32	0,00585	0,2	0,01
N66	C50	235,46	0,00585	1,38	2,34
	C51	275,89		1,61	
	C52	286,67		1,68	
N67	C51	275,89	0,00585	1,61	0,81
N68	C71	192,33	0,00585	1,13	2,13
	C52	286,67		1,68	
	C73	207,26		1,21	
	C72	39,83		0,23	
N69	C72	39,83	0,00585	0,23	0,51
	C75	60,39		0,35	
	C74	35,81		0,21	
	C76	39,24		0,23	
N70	C74	35,81	0,00585	0,21	0,42
	C79	77,2		0,45	
	C80	30,89		0,18	
N71	C75	60,39	0,00585	0,35	0,18

Tableau (V.6): Détermination des débits nodaux de la zone 2(cas de pointe +incendie) (suite et fin)

N° de nœud	Tronçon	Longueur (m)	Débit spécifique (l/s/m)	Débit en route (m /s)	Débit nodaux (m/s)
N72	C76	39,24	0,00585	0,23	0,49
	C78	58,03		0,34	
	C77	71,75		0,42	
N73	C78	58,03	0,00585	0,34	0,17
N74	C77	71,75	0,00585	0,42	0,21
N75	C79	77,2	0,00585	0,45	0,23
N76	C80	30,89	0,00585	0,18	0,48
	C82	110,3		0,65	
	C81	20,67		0,12	
N77	C81	20,67	0,00585	0,12	0,24
	C84	27,34		0,16	
	C83	34,02		0,2	
N78	C82	110,3	0,00585	0,65	0,33
N79	C84	27,34	0,00585	0,16	0,3
	C85	49,51		0,23	
	C86	28,15		0,16	
N80	C86	28,15	0,00585	0,16	0,08
N81	C85	49,51	0,00585	0,23	0,12
N82	C83	34,02	0,00585	0,2	0,57
	C87	43,09		0,25	
	C88	114,97		0,67	
	C89	10,17		0,06	
N83	C89	10,17	0,00585	0,06	0,33
	C91	15,78		0,09	
	C90	88,49		0,51	
N84	C90	88,49	0,00585	0,51	0,79
	C93	146,5		0,86	
	C92	31,87		0,9	
N85	C91	15,78	0,00585	0,09	0,51
N86	C88	114,97	0,00585	0,67	0,34
N87	C87	43,09	0,00585	0,25	0,63
	C95	140,28		0,82	
	C94	31,03		0,18	
N88	C94	31,03	0,00585	0,18	0,75
	C96	101,23		0,59	
	C97	122,06		0,72	
N89	C96	101,23	0,00585	0,59	0,3
N90	C97	122,06	0,00585	0,72	0,36
N91	C95	140,28	0,00585	0,82	0,41
N92	C92	31,87	0,00585	0,9	0,45
N93	C93	146,5	0,00585	0,86	0,43
N94	C73	207,26	0,00585 ²	1,21	0,61

V.5. Répartition arbitraire des Débits

Après le calcul des débits aux nœuds, nous pouvons donc faire la répartition arbitraire des débits pour pouvoir déterminer les diamètres dans chaque tronçon. (Annexe(7) e (8))

V.6. Détermination des diamètres et des vitesses

Connaissant le débit arbitraire nous pourrions déterminer les diamètres avantageux pour chaque tronçon du réseau à travers l'abaque (Annexe (4)) et avec la formule de continuité nous déterminons la vitesse:

$$V_0 \times \frac{Q}{S} \times \frac{4Q}{f D^2} \quad (V.4)$$

V.7. Simulation par logiciel

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et de la qualité de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Il calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes [12].

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazan- Williams, Darcy-Weisbach et Chézy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés,...etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt,... etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

Après plusieurs essais de simulation pour pouvoir respecter les normes de pressions et de vitesses, les résultats des différents tronçons avec leurs caractéristiques hydrauliques et géométriques en cas de pointe et en cas de pointe + l'incendie sont respectivement dans (Annexe(7) et (8)) respectivement et les résultats au niveau des nœuds en cas de pointe et en cas de pointe + l'incendie, sont respectivement dans (Annexe(9) et (10))

Les figures des résultats de simulation pression+vitesse et pression+débit pour le cas de pointe et pour le cas de pointe+ l'incendie se trouve dans les annexe(11) et (12)) respectivement.

V.8. Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les diamètres des tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau des tronçons et nœuds; pour un bon fonctionnement du système d'alimentation en eau potable.

On peut faire le dimensionnement du réseau d'étude avec le logiciel EPANET qui donne un résultat très clair.

Il faut savoir que les diamètres utilisés pour le réseau varient entre 20 mm et 250 mm et les pressions varient entre 10 m et 60 m.

Conclusion générale

Arrivé au terme de notre travail, nous pensons avoir cernés les différentes phases de l'étude qui touchent les plans spécifiques à la réalisation du projet d'alimentation en eau potable du chef lieu de la ville d'AOMAR (Wilaya de BOUIRA).

Après l'évolution des différents besoins en eau à l'horizon actuels et futurs on a vérifié la capacité de chaque réservoir qui alimente chaque une des trois zones d'étude de la ville d'AOMAR et on a trouvé que le volume du réservoir R1 qui alimente la zone (1) est de **505.39 m³** bien que sa capacité est de **1000 m³**. Et pour la zone (2) la capacité du réservoir R2 existant est de **150 m³** alors que le volume calculé est de **509 m³**, et en dernier lieu la capacité du réservoir R3 est de **500 m³** bien que son volume calculé est de **160 m³**. Donc on a constaté que la capacité des réservoirs existants R1 et R3 est largement suffisante, cependant il est nécessaire de projeter un réservoir jumelé avec R2 pour satisfaire les demandes en eau de la zone (2).

Par la suite, on a dimensionné les conduites en **PEHD** de l'adduction à l'aide d'une étude technico-économique, c'est-à-dire choisir le diamètre minimal et réduire les pertes de charges au minimum en respectant à chaque fois les normes de vitesse qui est de **0.5 à 1 m/s**.

En suite, une vérification du risque d'apparition le phénomène du coup de bélier a été faite afin de protéger le réseau d'adduction contre ce phénomène. En fait, on a projeté deux un réservoir d'air ayant un volume de **4.51m³** pour le tronçon SP1 –SP2 et un autre ayant un volume **2.5m³** pour le tronçon SP2_RT, alors que les tronçons d'adduction gravitaire on a exigé seulement des vannes a fermeture lente.

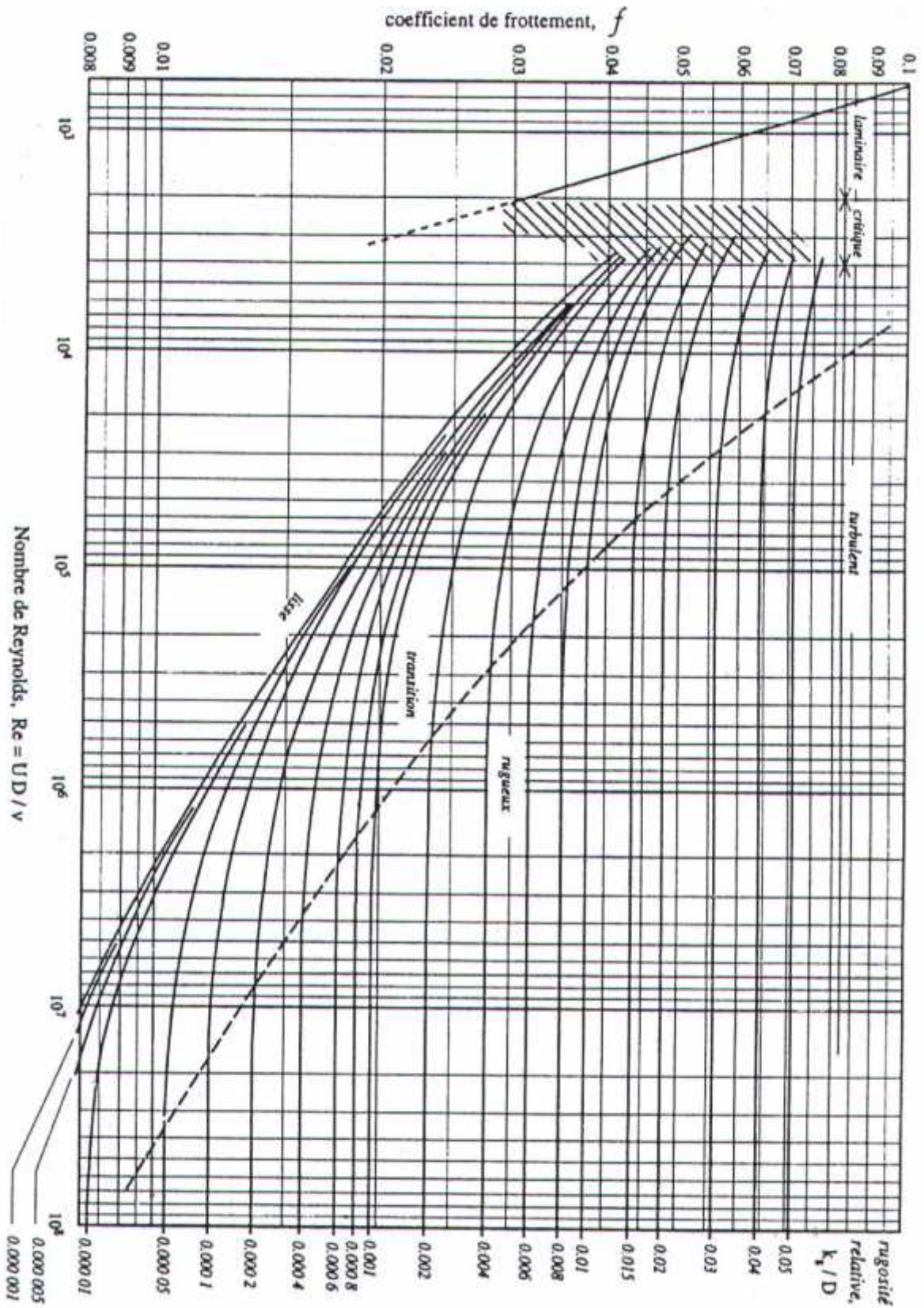
A l'aide du logiciel AUTO CAD on a tracé un réseau de distribution combiné selon la répartition de la population, comme on a dimensionné les réseaux de distribution tout en déterminant les diamètres des conduites, les pressions et les vitesses admissibles, on a aussi déterminé la cote radier du réservoir projeté qui est à une altitude de **579 m**. tous les résultats sont obtenus par une simulation des données par le logiciel EPANET.

Nous espérons que notre travail n'aura pas été vain, qu'il sera pris en compte pour l'amélioration du réseau du chef lieu de la ville d'AOMAR, et permettre à tous ses habitants d'avoir un accès avec des quantités suffisantes et d'une manière continue à l'eau potable.

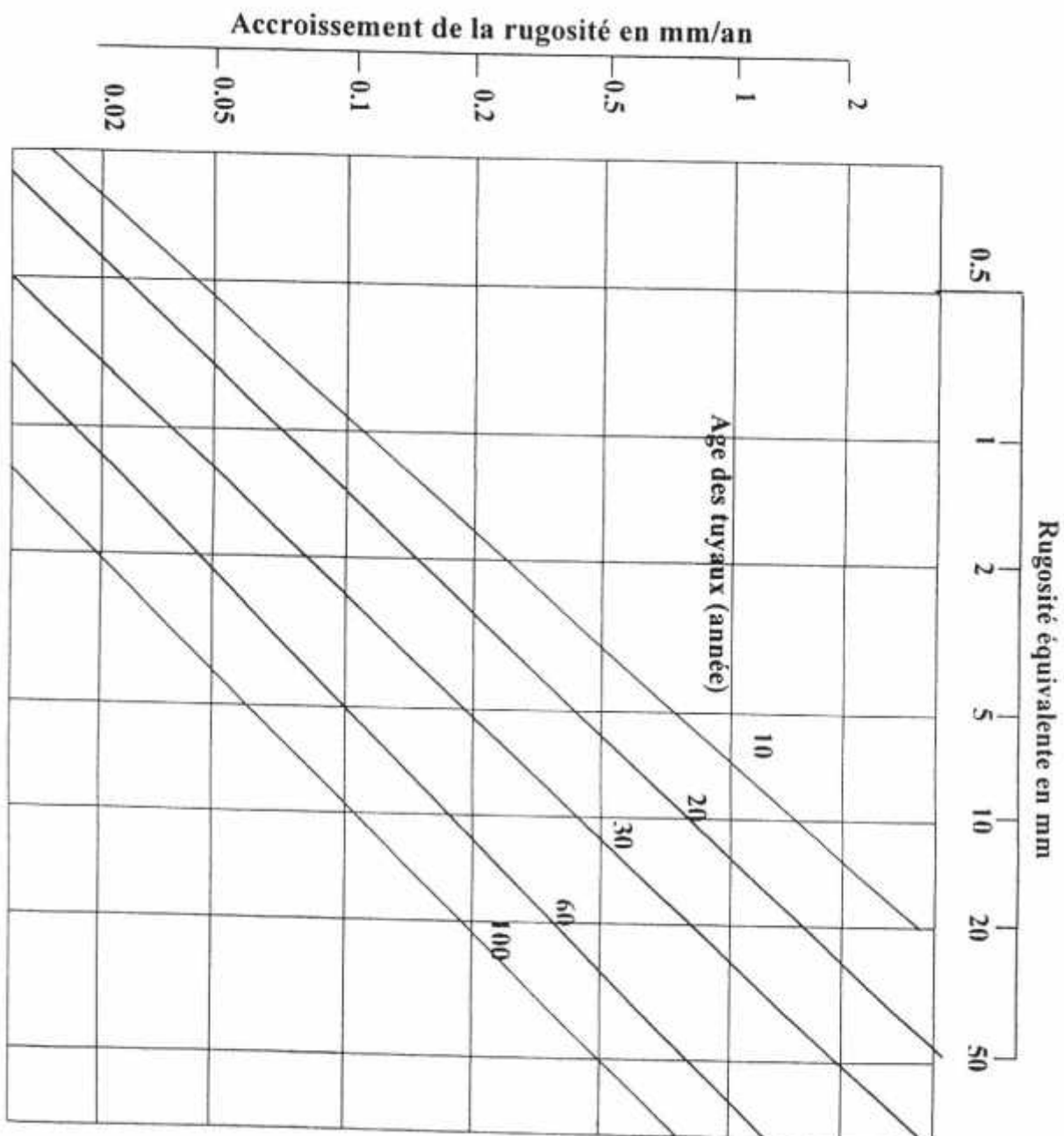
BIBLIOGRAPHIE

- [1] **DONNEES** : Service technique de l'A.P.C d'AOMAR Wilaya de BOUIRA.
- [2] **DONNEES** : URBAB « organisation et réalisation »
- [3] **DUPONT, A.** : « Hydraulique urbaine ». Tome II, Edition EYROLLES, 1979.
- [4] **BENDAHMANE, I. et OUBELAGHA, N.** : « Renforcement de l'AEP de Ouadhais et Taguemount EL Djedid à partir de Takhoukht (Wilaya de Tizi Ouzou) ». Mémoire de fin D'étude, Université de Bejaia, 2007.
- [5] **BONNIN, J** : « Aide mémoire d'Hydraulique Urbaine ». Collection de la direction des et de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, pages 216,1982.
- [6] **BONVIN,I.** : « Hydraulique Urbaine I ». Edition Ecole d'ingénieurs du Canton Vaud. Version 2005.
- [7] **CATALOGUE PEHD** : Fournie par STPM CHIALI, Bejaia.
- [8] **NAIT ALI, N et BOUZIANE, C.** : "Etude de l'adduction des douze villages de TOUDJA, Wilaya de BEJAIA". Mémoire de fin d'études, Université de BEJAIA, 2006.
- [9] **Amara, L.** : "Note de calcul du réservoir anti bélier".
- [10] **DONNEES** : Subdivision de KADIRIA Wilaya de BOUIRA.
- [11] **DUPOND, A** : « Hydraulique générale et appliquée ». Edition EYROLLES, 1980.
- [12] **ROUSSAMAN.L.A.** : « Manuel d'utilisation d'EPANET 2.0 ». US. Environmental protection Agency, 2003.

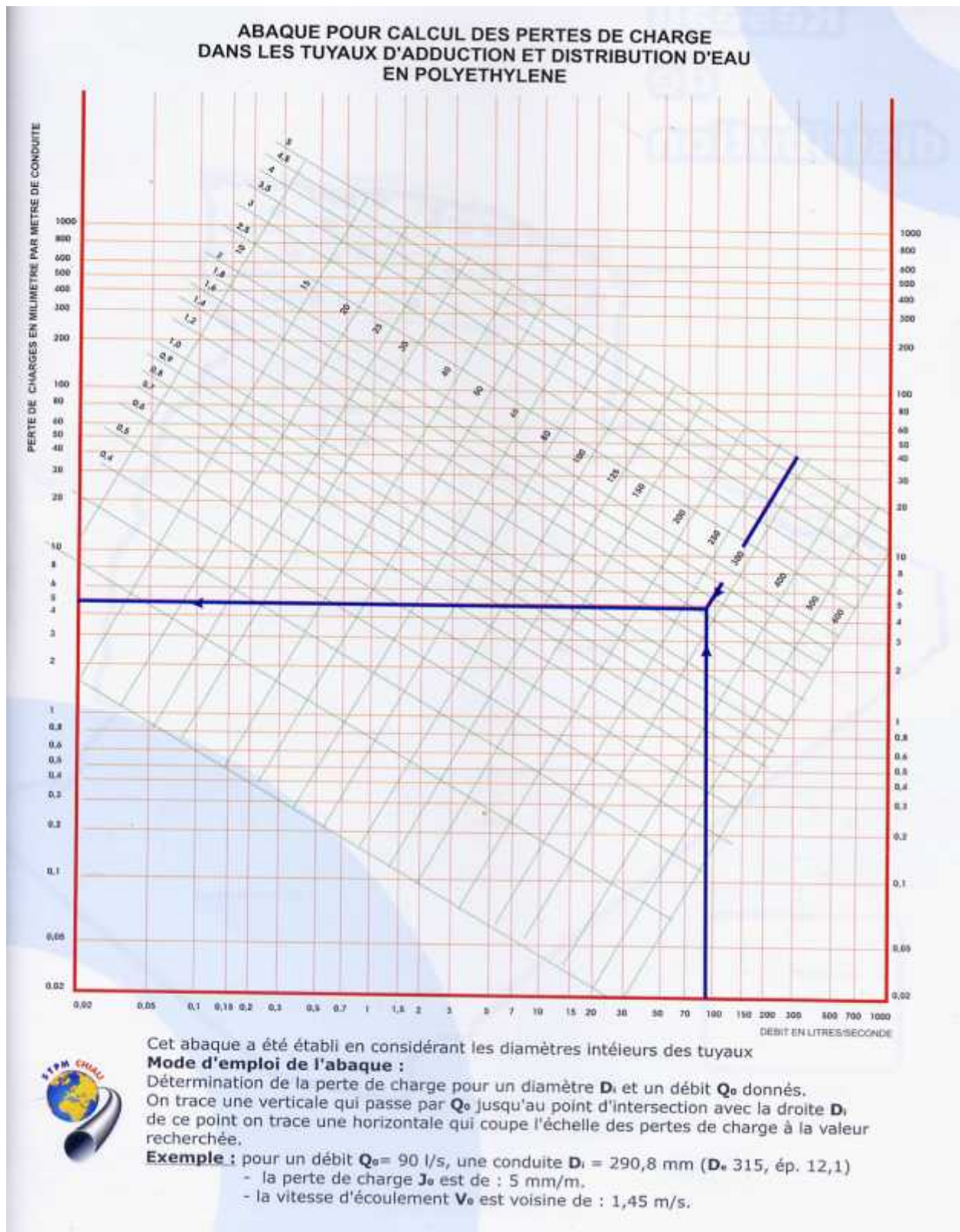
Annexe (2) : Abaque de Moody

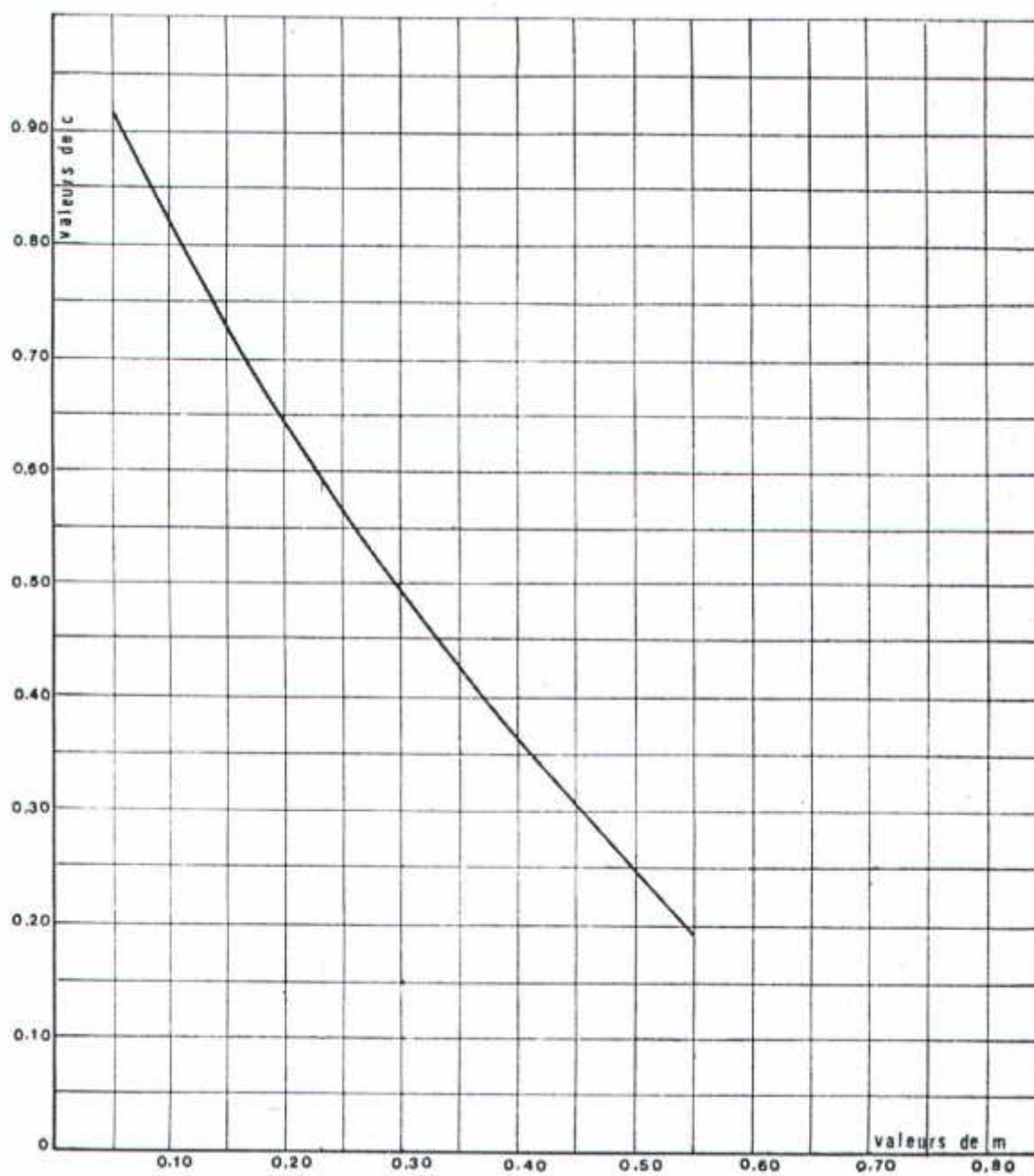


Annexe (3) : Abaque de M. PETER LAMONT
"Donnant l'augmentation de la rugosité d'une conduite en fonction de son âge"



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



Annexe (5) : Coefficient de perte de charge c dans une tuyère

Annexe (6) : Les diamètres des conduites en PEHD PN16

Diamètre extérieur	Epaisseur	Diamètre intérieur
en mm	en mm	en mm
20	2,3	15,4
25	3	19
32	3,6	24,8
40	4,5	31
50	5,6	38,8
63	7,1	48,8
75	8,4	58,2
90	8,2	73,6
110	10	90
125	11,4	102,2
160	14,6	130,8
200	18,2	163,6
250	22,7	204,6
315	28,6	257,8
400	36,3	327,4
500	45,4	409,2
630	57,2	515,6

Annexe (7) : états des arcs du réseau pour le cas de pointe.

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Perte de Charge Unit. m/km	Facteur Friction
Tuyau C40	91,51	20	0,27	0,86	138,76	0,074
Tuyau C41	64,52	200	35,07	1,12	9,83	0,031
Tuyau C42	115,2	20	0,34	1,08	218,81	0,073
Tuyau C44	38,98	200	33,35	1,06	8,9	0,031
Tuyau C43	126,16	25	0,37	0,75	77,39	0,067
Tuyau C45	99,29	20	0,29	0,92	76,81	0,035
Tuyau C46	182,75	200	32,12	1,02	8,26	0,031
Tuyau C47	42,2	160	19,49	0,97	9,95	0,033
Tuyau C54	126,42	63	2,86	0,92	31,13	0,046
Tuyau C55	32,73	40	1,11	0,88	54,2	0,055
Tuyau C56	173,04	32	0,51	0,63	38,64	0,06
Tuyau C53	40,7	160	16,01	0,8	6,74	0,033
Tuyau C58	117,35	20	0,35	1,11	231,73	0,073
Tuyau C57	219,74	32	0,64	0,8	60,45	0,06
Tuyau C59	57,95	160	15,02	0,75	5,94	0,033
Tuyau C61	45,4	125	13,27	1,08	17,12	0,036
Tuyau C62	69,89	20	0,21	0,67	84,57	0,074
Tuyau C60	246,74	32	0,72	0,9	76,28	0,06
Tuyau C63	62,47	125	12,53	1,02	15,28	0,036
Tuyau C66	89,21	20	0,26	0,83	128,8	0,074
Tuyau C64	72,31	110	10,18	1,07	19,91	0,037
Tuyau C67	56,37	63	2,57	0,82	25,2	0,046
Tuyau C68	86,63	20	0,26	0,83	128,8	0,074
Tuyau C70	165,33	32	0,49	0,61	35,72	0,06
Tuyau C65	244,12	32	0,72	0,9	76,28	0,06
Tuyau C69	155,88	32	0,46	0,57	31,55	0,061
Tuyau C71	192,33	90	6,67	1,05	24,97	0,04
Tuyau C72	39,83	110	10,61	1,12	21,63	0,037
Tuyau C75	60,39	20	0,18	0,57	62,47	0,075
Tuyau C74	35,81	90	8,6	1,35	41,36	0,04
Tuyau C79	77,2	20	0,23	0,73	101,15	0,074
Tuyau C80	30,89	90	7,95	1,25	35,39	0,04
Tuyau C82	110,3	25	0,33	0,67	61,77	0,067
Tuyau C76	39,24	40	1,32	1,05	76,35	0,054
Tuyau C78	58,03	20	0,17	0,54	55,84	0,075
Tuyau C77	71,75	20	0,21	0,67	84,57	0,074
Tuyau C89	10,17	50	1,7	0,87	38,17	0,05
Tuyau C91	15,78	20	0,05	0,16	3,66	0,057
Tuyau C87	43,09	75	3,79	0,86	21,49	0,043
Tuyau C94	31,09	63	2,75	0,88	28,81	0,046

Annexes

Tuyau C96	101,83	50	1,64	0,84	35,55	0,05
Tuyau C95	140,28	32	0,41	0,51	25,17	0,061
Tuyau C97	122,06	20	0,36	1,15	245,01	0,073
Tuyau C88	114,97	20	0,34	1,08	218,81	0,073
Tuyau C90	88,49	40	1,32	1,05	76,35	0,054
Tuyau C93	146,5	32	0,43	0,53	27,63	0,061
Tuyau C92	31,87	20	0,1	0,32	19,84	0,077
Tuyau C73	207,26	32	0,61	0,76	54,99	0,06
Tuyau C52	286,67	110	-6,68	0,7	8,67	0,038
Tuyau C48	167,01	125	11,48	0,94	12,86	0,036
Tuyau C49	34,32	20	0,01	0,03	0,26	0,102
Tuyau C50	235,46	110	9,83	1,03	18,6	0,038
Tuyau C51	275,89	40	0,81	0,64	29,11	0,055
Tuyau C4	182,15	32	0,74	0,92	80,95	0,06
Tuyau C3	244,03	200	31,27	1	7,83	0,031
Tuyau C5	249,58	40	1,02	0,81	45,51	0,055
Tuyau C8	71,37	20	0,29	0,93	160,87	0,074
Tuyau C7	35,77	200	26,47	0,84	5,63	0,031
Tuyau C10	99,27	25	0,4	0,82	92,04	0,067
Tuyau C9	35,59	200	25,37	0,81	5,18	0,031
Tuyau C12	136,96	32	0,56	0,69	46,13	0,06
Tuyau C11	121,37	200	23,61	0,75	4,49	0,031
Tuyau C14	116,76	25	0,48	0,97	126,71	0,066
Tuyau C15	87,89	75	4,29	0,97	27,41	0,043
Tuyau C16	127,95	75	3,41	0,77	17,42	0,043
Tuyau C17	73,17	75	2,59	0,59	10,13	0,043
Tuyau C18	13,93	75	-15,29	3,46	343,55	0,042
Tuyau C13	128,43	160	17	0,85	4,62	0,02
Tuyau C19	138,28	32	0,56	0,7	46,95	0,06
Tuyau C27	81,14	125	10,37	0,84	10,5	0,036
Tuyau C28	49,89	20	0,2	0,65	79,11	0,074
Tuyau C29	65,11	110	9,37	0,99	16,89	0,038
Tuyau C30	78,23	20	0,32	1,02	192,89	0,073
Tuyau C31	42,27	110	8,29	0,87	13,27	0,038
Tuyau C32	248,38	40	1,01	0,8	45,07	0,055
Tuyau C35	179,43	30	0,73	1,03	55,98	0,031
Tuyau C34	305,85	75	4,88	1,1	35,45	0,043
Tuyau C36	57,5	50	1,94	0,99	49,61	0,05
Tuyau C37	90,56	20	0,37	1,17	257,29	0,073
Tuyau C21	216,27	90	5,33	0,84	16,04	0,04
Tuyau C22	79,08	20	0,32	1,02	196,5	0,073
Tuyau C23	228,77	75	3,76	0,85	21,11	0,043
Tuyau C26	96,17	20	0,39	1,25	290,01	0,073
Tuyau C25	117,11	50	-1,48	0,75	29,11	0,05
Tuyau C24	117,11	25	0,48	0,97	127,77	0,066

Annexes

Tuyau C84	34,02	25	0,5	1,02	140,24	0,066
Tuyau C85	49,51	20	0,12	0,38	28,27	0,076
Tuyau C86	28,15	20	0,08	0,25	12,89	0,078
Tuyau C81	20,67	110	7,14	0,75	9,88	0,038
Tuyau C83	27,34	90	6,4	1,01	23,02	0,04
Tuyau C2	102,08	200	34,17	1,09	5,67	0,019
Tuyau C1	10	250	-34,58	0,7	1,89	0,019
Tuyau C6	9,54	200	28,21	0,9	6,38	0,031
Tuyau C20	167,74	160	16,85	0,84	7,46	0,033
Tuyau C38	119,08	32	0,49	0,6	35,01	0,06
Tuyau C39	100	250	35,8	0,73	2,02	0,019

Annexe (8) : états des arcs du réseau pour le cas de pointe+ l'incendie.

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Perte de Charge Unit. m/km	Facteur Friction
Tuyau C40	91,51	20	0,27	0,86	138,76	0,074
Tuyau C41	64,52	250	51,84	1,06	6,59	0,029
Tuyau C42	115,2	20	0,34	1,08	218,81	0,073
Tuyau C44	38,98	250	50,12	1,02	6,16	0,029
Tuyau C43	126,16	25	0,37	0,75	77,39	0,067
Tuyau C45	99,29	20	0,29	0,92	76,81	0,035
Tuyau C46	182,75	250	48,89	1	5,87	0,029
Tuyau C47	42,2	200	36,13	1,15	10,43	0,031
Tuyau C54	126,42	63	2,86	0,92	31,13	0,046
Tuyau C55	32,73	40	1,11	0,88	54,2	0,055
Tuyau C56	173,04	32	0,51	0,63	38,64	0,06
Tuyau C53	40,7	200	32,65	1,04	8,53	0,031
Tuyau C58	117,35	20	0,35	1,11	231,73	0,073
Tuyau C57	219,74	32	0,64	0,8	60,45	0,06
Tuyau C59	57,95	200	31,66	1,01	8,03	0,031
Tuyau C61	45,4	125	13,24	1,08	17,06	0,036
Tuyau C62	69,89	20	0,21	0,67	84,57	0,074
Tuyau C60	246,74	32	0,72	0,9	76,28	0,06
Tuyau C63	62,47	125	12,5	1,02	15,22	0,036
Tuyau C66	89,21	20	0,26	0,83	128,8	0,074
Tuyau C64	72,31	110	10,15	1,07	19,83	0,037
Tuyau C67	56,37	63	2,57	0,82	25,2	0,046
Tuyau C68	86,63	20	0,26	0,83	128,8	0,074
Tuyau C70	165,33	32	0,49	0,61	35,72	0,06
Tuyau C65	244,12	32	0,72	0,9	76,28	0,06
Tuyau C69	155,88	32	0,46	0,57	31,55	0,061
Tuyau C71	192,33	90	6,64	1,04	24,8	0,04
Tuyau C72	39,83	110	10,61	1,12	21,63	0,037
Tuyau C75	60,39	20	0,18	0,57	62,47	0,075
Tuyau C74	35,81	90	8,6	1,35	41,36	0,04
Tuyau C79	77,2	20	0,23	0,73	101,15	0,074
Tuyau C80	30,89	90	7,95	1,25	35,39	0,04
Tuyau C82	110,3	25	0,33	0,67	61,77	0,067
Tuyau C76	39,24	40	1,32	1,05	76,35	0,054
Tuyau C78	58,03	20	0,17	0,54	55,84	0,075
Tuyau C77	71,75	20	0,21	0,67	84,57	0,074
Tuyau C89	10,17	50	1,7	0,87	38,17	0,05
Tuyau C91	15,78	20	0,05	0,16	3,66	0,057
Tuyau C87	43,09	75	3,79	0,86	21,49	0,043

Annexes

Tuyau C94	31,09	63	2,75	0,88	28,81	0,046
Tuyau C96	101,83	50	1,64	0,84	35,55	0,05
Tuyau C95	140,28	32	0,41	0,51	25,17	0,061
Tuyau C97	122,06	20	0,36	1,15	245,01	0,073
Tuyau C88	114,97	20	0,34	1,08	218,81	0,073
Tuyau C90	88,49	40	1,32	1,05	76,35	0,054
Tuyau C93	146,5	32	0,43	0,53	27,63	0,061
Tuyau C92	31,87	20	0,1	0,32	19,84	0,077
Tuyau C73	207,26	32	0,61	0,76	54,99	0,06
Tuyau C52	286,67	110	-6,71	0,71	8,72	0,038
Tuyau C48	167,01	125	11,61	0,95	13,13	0,036
Tuyau C49	34,32	20	0,01	0,03	0,27	0,103
Tuyau C50	235,46	110	9,96	1,05	19,06	0,038
Tuyau C51	275,89	40	0,81	0,64	29,11	0,055
Tuyau C4	182,15	32	0,74	0,92	80,95	0,06
Tuyau C3	244,03	250	47,95	0,98	5,65	0,029
Tuyau C5	249,58	40	1,02	0,81	45,51	0,055
Tuyau C8	71,37	20	0,29	0,93	160,87	0,074
Tuyau C7	35,77	200	43,14	1,37	14,82	0,031
Tuyau C10	99,27	25	0,4	0,82	92,04	0,067
Tuyau C9	35,59	200	42,04	1,34	14,09	0,031
Tuyau C12	136,96	32	0,56	0,69	46,13	0,06
Tuyau C11	121,37	200	40,28	1,28	12,94	0,031
Tuyau C14	116,76	25	0,48	0,97	126,71	0,066
Tuyau C15	87,89	75	4,29	0,97	27,41	0,043
Tuyau C16	127,95	75	3,41	0,77	17,42	0,043
Tuyau C17	73,17	75	2,59	0,59	10,13	0,043
Tuyau C18	13,93	75	-15,29	3,46	343,55	0,042
Tuyau C13	128,43	160	17	0,85	4,62	0,02
Tuyau C19	138,28	32	0,56	0,7	46,95	0,06
Tuyau C27	81,14	125	10,37	0,84	10,5	0,036
Tuyau C28	49,89	20	0,2	0,65	79,11	0,074
Tuyau C29	65,11	110	9,37	0,99	16,89	0,038
Tuyau C30	78,23	20	0,32	1,02	192,89	0,073
Tuyau C31	42,27	110	8,29	0,87	13,27	0,038
Tuyau C32	248,38	40	1,01	0,8	45,07	0,055
Tuyau C35	179,43	30	0,73	1,03	55,98	0,031
Tuyau C34	305,85	75	4,88	1,1	35,45	0,043
Tuyau C36	57,5	50	1,94	0,99	49,61	0,05
Tuyau C37	90,56	20	0,37	1,17	257,29	0,073
Tuyau C21	216,27	90	5,33	0,84	16,04	0,04
Tuyau C22	79,08	20	0,32	1,02	196,5	0,073
Tuyau C23	228,77	75	3,76	0,85	21,11	0,043
Tuyau C26	96,17	20	0,39	1,25	290,01	0,073
Tuyau C25	117,11	50	-1,48	0,75	29,11	0,05

Annexes

Tuyau C24	117,11	25	0,48	0,97	127,77	0,066
Tuyau C84	34,02	25	0,5	1,02	140,24	0,066
Tuyau C85	49,51	20	0,12	0,38	28,27	0,076
Tuyau C86	28,15	20	0,08	0,25	12,88	0,078
Tuyau C81	20,67	110	7,14	0,75	9,88	0,038
Tuyau C83	27,34	90	6,4	1,01	23,02	0,04
Tuyau C2	102,08	250	50,84	1,04	3,93	0,018
Tuyau C1	10	250	-51,25	1,04	3,99	0,018
Tuyau C6	9,54	200	44,88	1,43	16,04	0,031
Tuyau C20	167,74	160	16,85	0,84	7,46	0,033
Tuyau C38	119,08	32	0,49	0,6	35,01	0,06
Tuyau C39	100	250	52,57	1,07	4,19	0,018

Annexe (9) : états des nœuds du réseau pour le cas de pointe.

	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Noeud N2	755,2	2,15	794,4	39,2
Noeud N3	754	2,048	792,49	38,49
Noeud N4	753,4	0,742	779,66	26,26
Noeud N5	755	1,452	792,43	37,43
Noeud N8	735	1,016	781,13	46,13
Noeud N7	740,23	0,291	780,95	40,72
Noeud N6	749,2	0,695	792,23	43,03
Noeud N10	749,23	1,202	792,04	42,81
Noeud N9	749,11	0,404	783,09	33,98
Noeud N11	752	1,849	791,5	39,5
Noeud N13	745,25	0,558	785,73	40,48
Noeud N12	744	1,142	790,91	46,91
Noeud N14	754	0,475	776,7	22,7
Noeud N15	744	0,878	789,09	45,09
Noeud N16	744	0,819	786,86	42,86
Noeud N17	744	1,037	786,12	42,12
Noeud N18	739	0,563	784,41	45,41
Noeud N20	735,1	0,798	784,02	48,92
Noeud N21	733,2	0,756	782,92	49,72
Noeud 23	735	0,203	780,07	45,07
Noeud N22	732	2,4	782,36	50,36
Noeud N24	733,21	0,319	767,83	34,62
Noeud N27	743	1,011	771,16	28,16
Noeud N26	750	1,087	768,66	18,66
Noeud N28	744	0,73	761,47	17,47
Noeud N29	700	0,369	745,36	45,36
Noeud N30	745	0,485	764,49	19,49
Noeud N31	741	1,253	781,4	40,4
Noeud N33	740	0,322	765,86	25,86
Noeud N34	744	0,477	761,61	17,61
Noeud N35	760	1,09	773,16	13,16
Noeud N36	730	0,392	745,27	15,27
Noeud N19	736	1,148	784,87	48,87
Noeud N37	545,23	0,46	579,8	34,57
Noeud N38	568	1,01	579,16	11,16
Noeud N39	545	0,27	567,1	22,1
Noeud N41	555	0,37	569,4	14,4
Noeud N42	564,2	0,94	578,82	14,62
Noeud N40	530	0,34	553,96	23,96
Noeud N43	547,5	1,15	577,31	29,81

Noeud N44	557	0,29	571,19	14,19
Noeud N45	544,19	0,62	576,89	32,7
Noeud N50	540,31	0,64	576,61	36,3
Noeud N46	551,25	1,11	572,95	21,7
Noeud N47	555,3	0,6	571,18	15,88
Noeud N48	551,25	0,51	564,49	13,24
Noeud N52	520	0,35	549,42	29,42
Noeud N51	534	1,03	576,27	42,27
Noeud N53	530	0,53	575,49	45,49
Noeud N54	533	0,21	569,58	36,58
Noeud N57	530	0,72	557,45	27,45
Noeud N55	525,95	1,37	574,54	48,59
Noeud N58	530	0,26	563,05	33,05
Noeud N56	520	0,94	573,1	53,1
Noeud N59	525	1,36	571,68	46,68
Noeud N61	527,25	0,26	560,52	33,27
Noeud N62	531,5	0,49	565,77	34,27
Noeud N63	525	0,72	555,92	30,92
Noeud N68	531,4	2,13	568,3	36,9
Noeud N64	539,8	1,64	575,16	35,36
Noeud N65	543,13	0,01	575,15	32,02
Noeud N66	530,9	2,34	570,78	39,88
Noeud N67	546,2	0,81	562,75	16,55
Noeud N69	525	0,51	567,43	42,43
Noeud N70	530	0,42	565,95	35,95
Noeud N71	526,5	0,18	563,66	37,16
Noeud N76	535	0,48	564,86	29,86
Noeud N75	531	0,23	558,14	27,14
Noeud N82	541,9	0,57	564,03	22,13
Noeud N78	534	0,33	558,05	24,05
Noeud N87	538,75	0,63	563,1	24,35
Noeud N88	542,5	0,75	562,21	19,71
Noeud N91	531,8	0,41	559,57	27,77
Noeud N89	540	1,64	558,58	18,58
Noeud N90	501	0,36	532,3	31,3
Noeud N83	542,1	0,33	563,64	21,54
Noeud N84	541,88	0,79	556,88	15
Noeud N86	525	0,34	538,87	13,87
Noeud N93	541,8	0,43	552,83	11,03
Noeud N92	532,25	0,1	556,25	24
Noeud N72	523,75	0,94	564,44	40,69
Noeud N73	540	0,17	561,2	21,2
Noeud N74	538	0,21	558,37	20,37
Noeud N94	520	0,61	556,9	36,9
Noeud N49	545	0,64	559,67	14,67

Noeud N60	531,5	0,46	566,76	35,26
Noeud N85	542,1	0,05	563,58	21,48
Noeud N25	760	2,209	771,51	11,51
Noeud N32	743	1,797	776,57	33,57
Noeud N77	537,5	0,24	564,66	27,16
Noeud N79	536,25	0,3	559,89	23,64
Noeud N80	540	0,08	559,52	19,52
Noeud N81	535	0,12	558,49	23,49
Noeud N1	750	0,416	794,98	44,98
Réservoir R1	794	Sans Valeur	795	1
Réservoir R3	579	Sans Valeur	580	1

Annexe (10) : états des nœuds du réseau pour le cas de pointe+ l'incendie.

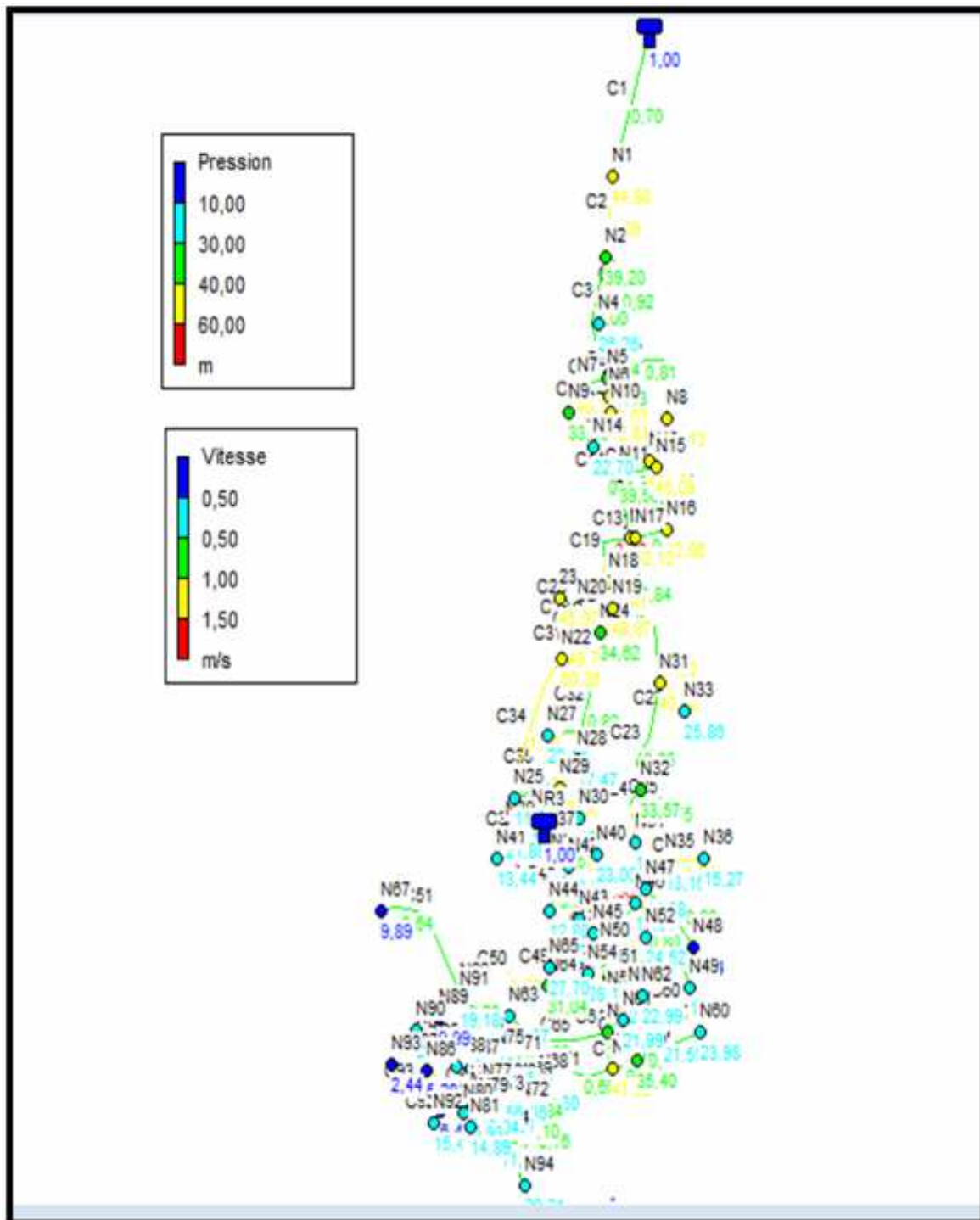
	Altitude	Demande Base	Charge	Pression
ID Noeud	m	LPS	m	m
Noeud N2	755,2	2,15	794,56	39,36
Noeud N3	754	2,048	793,18	39,18
Noeud N4	753,4	0,742	779,81	26,41
Noeud N5	755	1,452	793,03	38,03
Noeud N8	735	1,016	781,82	46,82
Noeud N7	740,23	0,291	781,55	41,32
Noeud N6	749,2	0,695	792,5	43,3
Noeud N10	749,23	1,202	792	42,77
Noeud N9	749,11	0,404	783,36	34,25
Noeud N11	752	18,52	790,43	38,43
Noeud N13	745,25	0,558	785,68	40,43
Noeud N12	744	1,142	789,83	45,83
Noeud N14	754	0,475	775,63	21,63
Noeud N15	744	0,878	788,02	44,02
Noeud N16	744	0,819	785,79	41,79
Noeud N17	744	1,037	785,05	41,05
Noeud N18	739	0,563	783,34	44,34
Noeud N20	735,1	0,798	782,94	47,84
Noeud N21	733,2	0,756	781,84	48,64
Noeud 23	735	0,203	779	44
Noeud N22	732	2,4	781,28	49,28
Noeud N24	733,21	0,319	766,75	33,54
Noeud N27	743	1,011	770,09	27,09
Noeud N26	750	1,087	767,59	17,59
Noeud N28	744	0,73	760,4	16,4
Noeud N29	700	0,369	744,29	44,29

Noeud N30	745	0,485	763,42	18,42
Noeud N31	741	1,253	780,33	39,33
Noeud N33	740	0,322	764,79	24,79
Noeud N34	744	0,477	760,53	16,53
Noeud N35	760	1,09	772,09	12,09
Noeud N36	730	0,392	744,2	14,2
Noeud N19	736	1,148	783,8	47,8
Noeud N37	545,23	0,46	579,58	34,35
Noeud N38	568	1,01	579,16	11,16
Noeud N39	545	0,27	566,88	21,88
Noeud N41	555	0,37	569,39	14,39
Noeud N42	564,2	0,94	578,92	14,72
Noeud N40	530	0,34	553,95	23,95
Noeud N43	547,5	1,15	577,84	30,34
Noeud N44	557	0,29	571,29	14,29
Noeud N45	544,19	0,62	577,4	33,21
Noeud N50	540,31	0,64	577,06	36,75
Noeud N46	551,25	1,11	573,47	22,22
Noeud N47	555,3	0,6	571,69	16,39
Noeud N48	551,25	0,51	565,01	13,76
Noeud N52	520	0,35	549,86	29,86
Noeud N51	534	17,7	576,59	42,59
Noeud N53	530	0,53	575,82	45,82
Noeud N54	533	0,21	569,91	36,91
Noeud	530	0,72	557,77	27,77

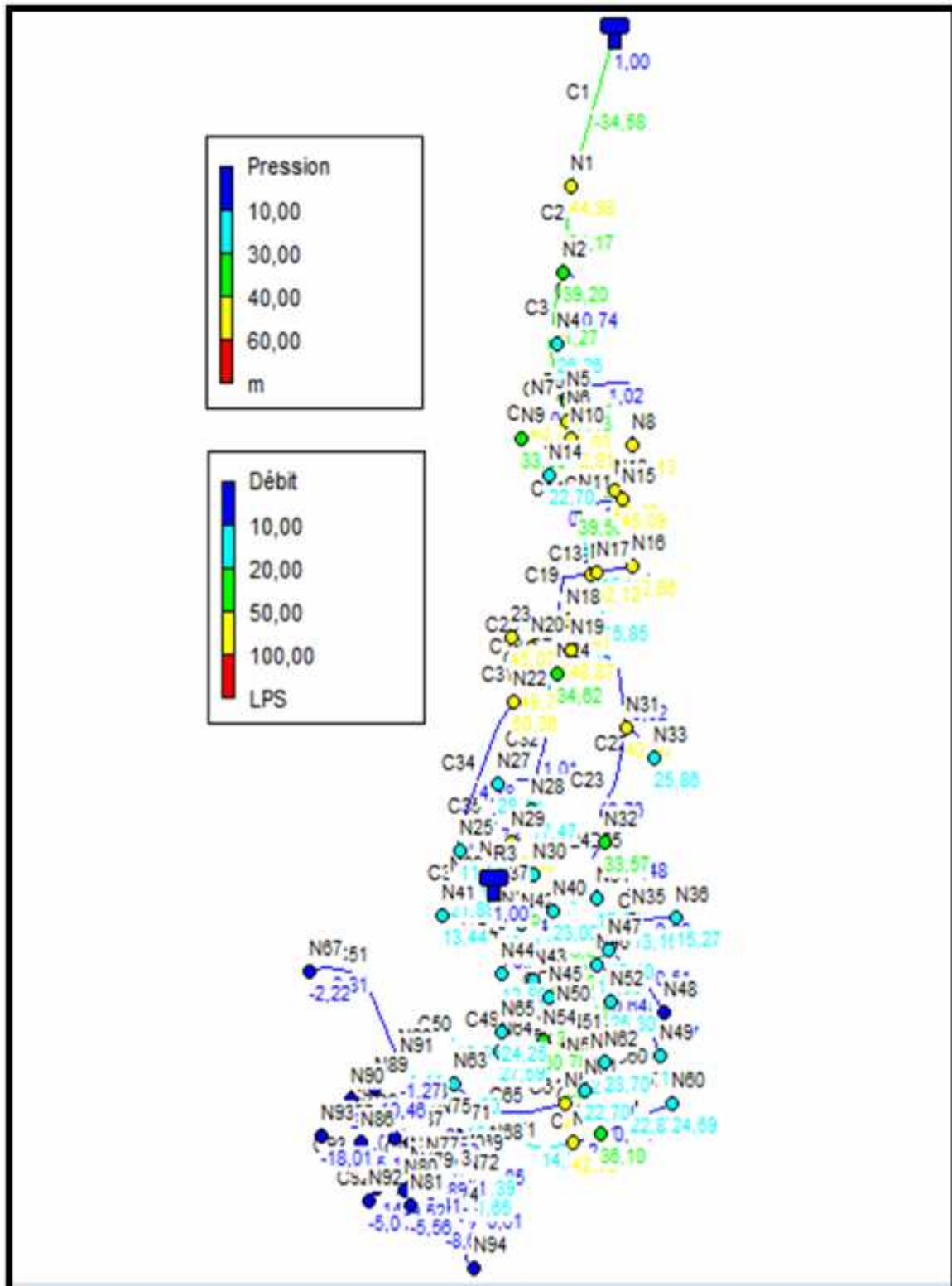
N57				
Noeud N55	525,95	1,37	574,86	48,91
Noeud N58	530	0,26	563,37	33,37
Noeud N56	520	0,94	573,43	53,43
Noeud N59	525	1,36	572,01	47,01
Noeud N61	527,25	0,26	560,85	33,6
Noeud N62	531,5	0,49	566,11	34,61
Noeud N63	525	0,72	556,24	31,24
Noeud N68	531,4	2,13	568,66	37,26
Noeud N64	539,8	1,64	575,65	35,85
Noeud N65	543,13	0,01	575,64	32,51
Noeud N66	530,9	2,44	571,16	40,26
Noeud N67	546,2	0,81	563,13	16,93
Noeud N69	525	0,51	567,8	42,8
Noeud N70	530	0,42	566,32	36,32
Noeud N71	526,5	0,18	564,03	37,53
Noeud N76	535	0,48	565,23	30,23
Noeud N75	531	0,23	558,51	27,51
Noeud N82	541,9	0,57	564,39	22,49
Noeud N78	534	0,33	558,41	24,41
Noeud N87	538,75	0,63	563,47	24,72
Noeud N88	542,5	0,75	562,57	20,07
Noeud N91	531,8	0,41	559,93	28,13
Noeud N89	540	1,64	558,95	18,95
Noeud N90	501	0,36	532,66	31,66

Noeud N83	542,1	0,33	564	21,9
Noeud N84	541,88	0,79	557,25	15,37
Noeud N86	525	0,34	539,23	14,23
Noeud N93	541,8	0,43	553,2	11,4
Noeud N92	532,25	0,1	556,61	24,36
Noeud N72	523,75	0,94	564,8	41,05
Noeud N73	540	0,17	561,56	21,56
Noeud N74	538	0,21	558,74	20,74
Noeud N94	520	0,61	557,26	37,26
Noeud N49	545	0,64	560,18	15,18
Noeud N60	531,5	0,46	567,09	35,59
Noeud N85	542,1	0,05	563,95	21,85
Noeud N25	760	2,209	770,44	10,44
Noeud N32	743	1,797	775,5	32,5
Noeud N77	537,5	0,24	565,02	27,52
Noeud N79	536,25	0,3	560,25	24
Noeud N80	540	0,08	559,89	19,89
Noeud N81	535	0,12	558,85	23,85
Noeud N1	750	0,416	794,96	44,96
Réservoir R1	794	Sans Valeur	795	1
Réservoir R3	579	Sans Valeur	580	1

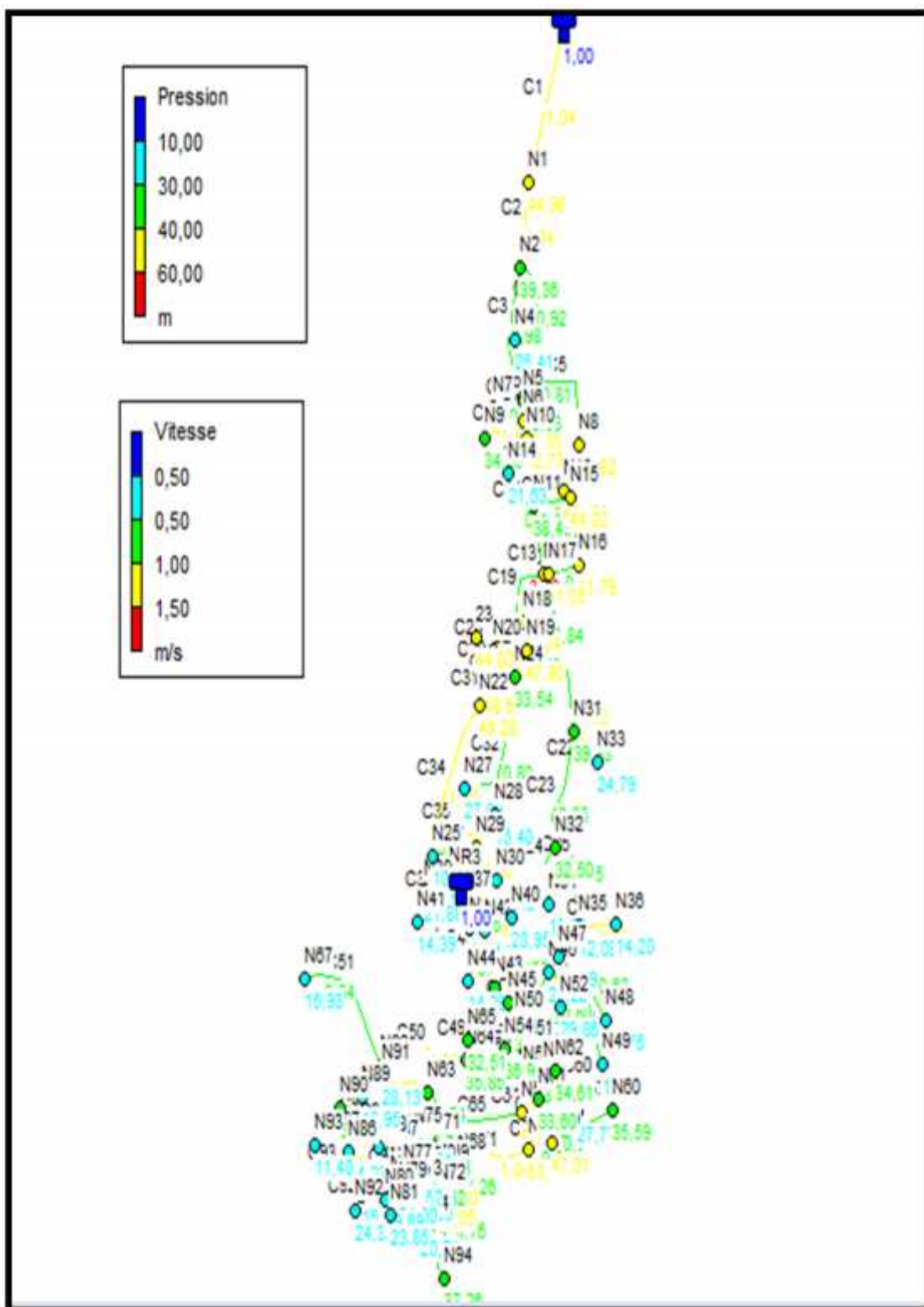
Annexe(11): Résultat de simulation (pression+vitesse) pour cas de pointe.



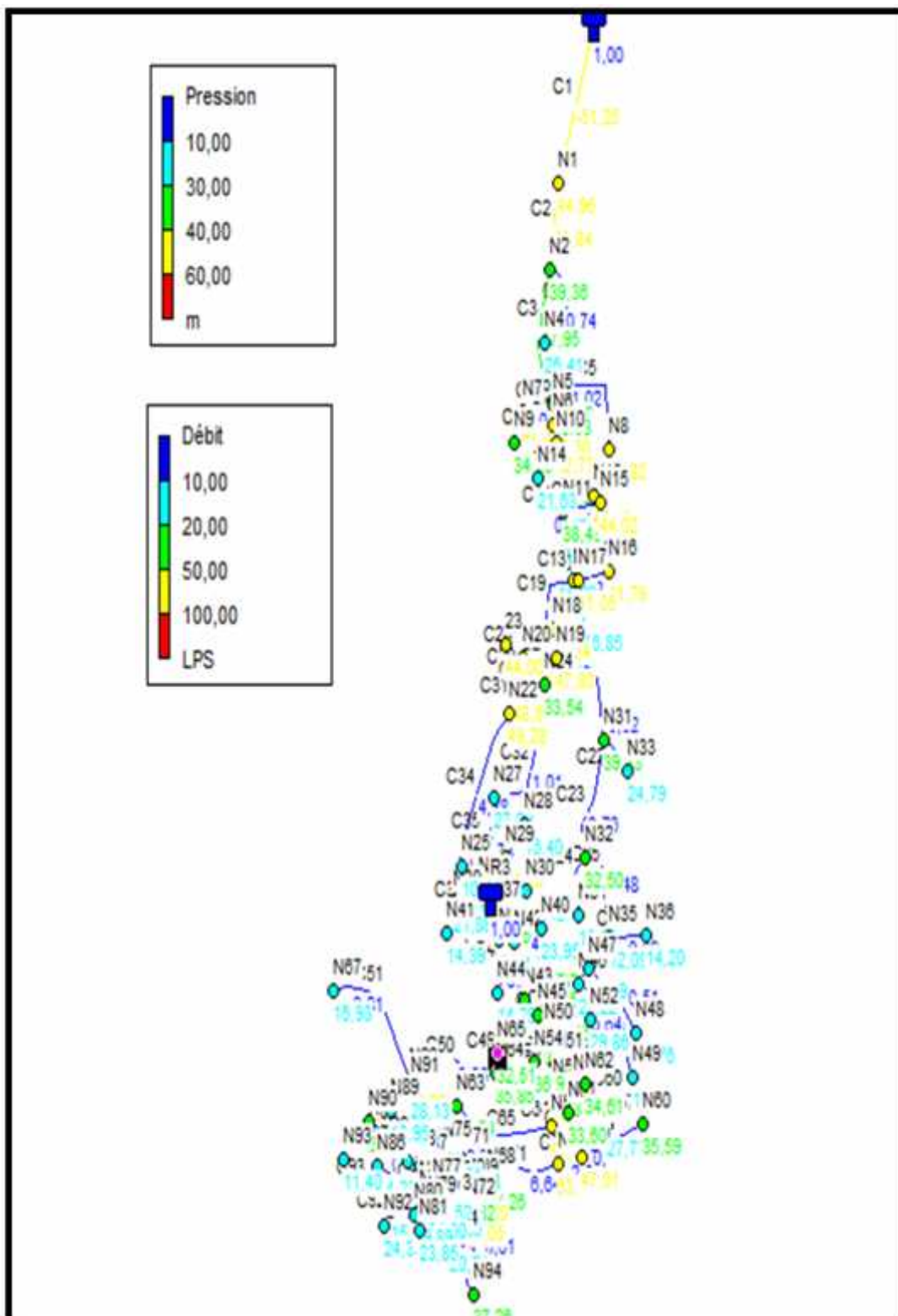
Annexe (12): Résultat de simulation (pression+débit) pour cas de pointe



Annexe (13) : Résultat de simulation (pression+vitesse) pour cas de pointe+ l'incendie.



Annexe (14) : Résultat de simulation (pression+débit) pour cas de pointe+ l'incendie.



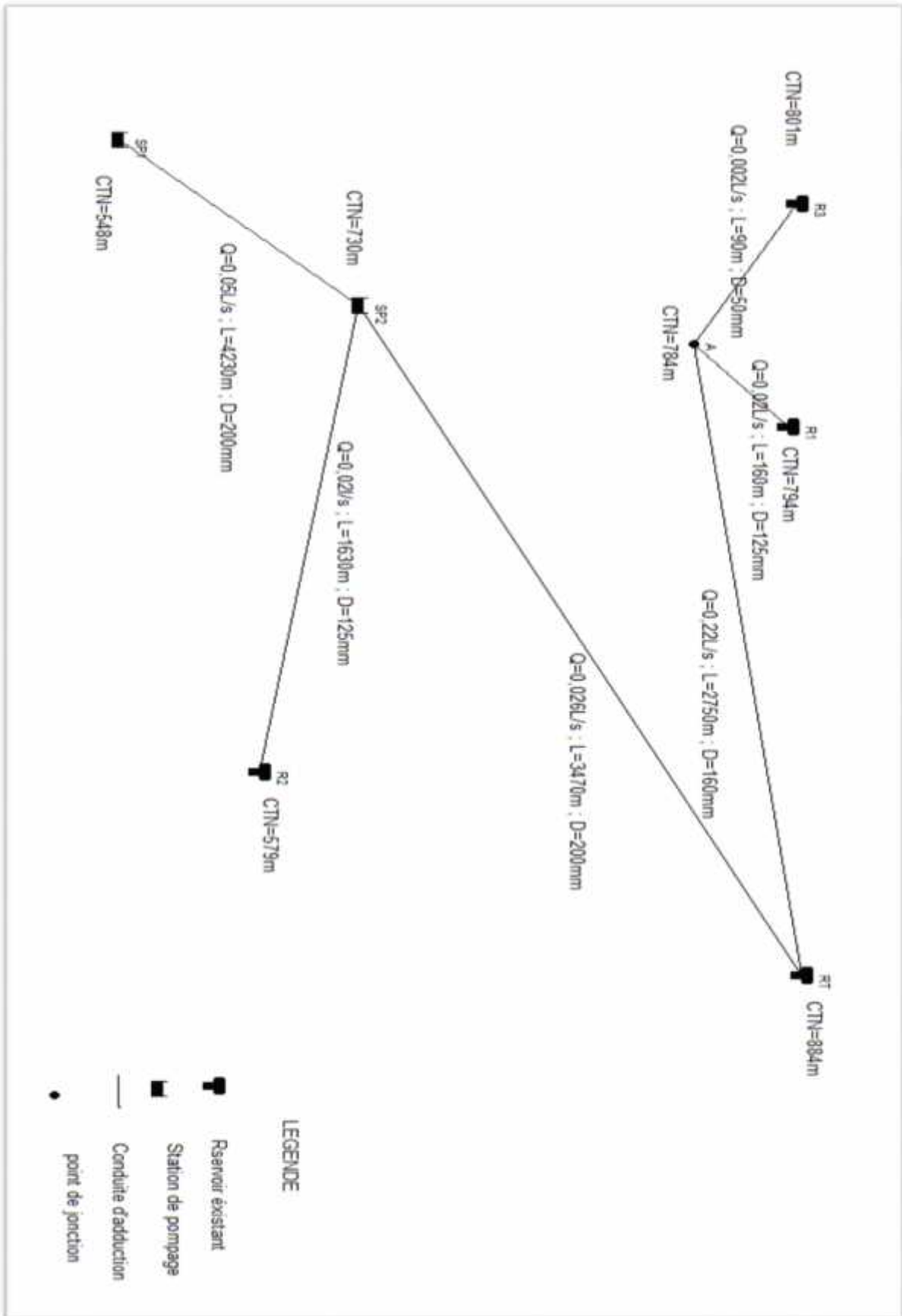


Figure (III.8) : Schéma d'emplacement des réservoirs et d'adduction de la ville d'AOMAR

هذا العمل مسجل ضمن منطق التزويد بالماء الصالحة للشرب مدينة عمر قار (ولاية بوي). بعدما جمعنا المعطيات الضرورية المتعلقة بالموقع و بعد ذلك انتقلنا إلى حساب كمية الحاجيات المائية الحالية و المستقبلية و كما راجعنا سعة الخزانات. ومن ثم عيننا أبعاد أنابيب التوصيل التي تربط السد و محطة الضخ و بين هذه الأخيرة و الخزانات المائية بالاستناد إلى دراسة تقنية-اقتصادية. و كما أشرفنا على مراقبة ظاهرة المطرقة المائية و في حالة ظهورها نلجأ إلى حماية هذه الأنابيب بالوسائل المخصصة. و في النهاية عيننا أبعاد شبكة توزيع المياه بعد عدة محاولات مع احترام الضغط و السرعة المطلوبين و استنتاج الابعاد الجغرافية و الهيدروليكية .

Résumé

Ce présent travail s'inscrit dans la logique d'alimentation en eau potable de la ville d'AOMAR (Wilaya de BOUIRA). Après avoir récolté les données concernant le site, on a procédé à l'estimation des besoins actuels et futurs. Comme on a introduire une vérification de la capacité des réservoirs existants. Par la suite on a déterminer les dimensions optimales des conduites d'adduction reliant le barrage à la station de pompage et delà au réservoirs à l'aide d'une étude technico-économique, ainsi que on a procédé à la vérification de l'apparition de phénomène du coup de bélier et dans le cas, on a opté pour des appareils anti bélier .A la fin on a dimensionné le réseau de distribution à la base des simulations des données en respectant les pressions et les vitesses appropriées, déduisant ainsi les dimensions hydrauliques et géographiques.

Abstract

This work is part of the logic to supply water to the town of AOMAR GARE (Wilaya of BOUIRA). After harvest the data concerning the site, we have proceeded with the estimation of the current and future needs. Then we have done a verification of the capacity of reservoirs existents. After then we have determinate the dimensions of the conduits of water linking the drilling to the pumping stations, et in this one to the reservoir to the aid of a techno-economic study, as well as we proceeded to the verification of the emergence of phenomenon of the coup of Aries and just in case we protected it. In the end, we dimensioned the distribution network basing to the simulations of data in respecting the pressures and speeds appropriate, deducing the dimensions hydraulics and geographic.

Mots clé: AEP; Réservoirs; Adduction; coup de bélier; distribution.