

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



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

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

BOUCHRAKI Faiza

CHABOUR Siham

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

Option : **Hydraulique Urbaine**

INTITULE :

**ETUDE DU SYSTÈME DE PRODUCTION D'EAU POTABLE DE
AIN SKHOUNA ET ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA
VILLE DIDOUCHE MOURAD WILAYA DE CONSTANTINE**

Soutenu le **27/06 /2016** devant le jury composé de :

- Président : **M^r BEDJOU A. / H.**
- Promoteur : **M^r HAMCHAOUI S.**
- Examineur (s) : **M^r MERAH F.**
- Invité : **M^r HAMANI S.**

Remerciements

On remercie Dieu le tout puissant de nous avoir donné la sante et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Voici enfin que ce modeste travail arrive à terme. On tient à exprimer toutes notre reconnaissance à ceux qui au long de ce mémoire nous ont apporté leur soutien, la participation de certains a été décisive pour l'aboutissement de ce travail qu'il nous est agréable de présenter.

Un remerciement tout particulier à nos chers parents respectifs de leurs sacrifices consentis pour notre éducation et formation.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu voir le jour sans l'aide et l'encadrement de M^r HAMCHAOUI S. On le remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur, son écoute, et surtout sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire. Que ce travail soit un témoignage de nos gratitude et nos profonds respects.

Nous sommes conscientes de l'honneur que nous a fait M^r BEDJOU A. / H. en étant président du jury et M^r MERAH F. d'avoir accepté d'examiner ce travail.

Nos remerciements s'adressent à la SARL HYDROPLUS de nous avoir accueilli durant notre période de stage.

Nos remerciements s'adressent également à tous nos enseignants du département d'hydraulique pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges académiques et professionnelles.

Nos profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont aidées et soutenues de près ou de loin principalement M^r HAMANI S., M^r YAHIAOUI F., M^r Graba C., M^r BERREKSI A., M^r AMARA L., M^{me} BELLALA D., M^r BOUHALI S., M^{elle} HAMACHE N. et M^{elle} LAOUSSATI C.

Dédicaces Faiza

Je dédie ce mémoire à

A ma très chère mère Akila

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessés de me donner depuis ma naissance. Ta prière et bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Puisse dieu le tout puissant, te préserver et t'accorde santé, longue vie et bonheur.

A mon très cher père Kamel

Autant de phrases et d'expressions aussi éloquents soit-elles ne sauraient exprimer ma gratitude et ma reconnaissance. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation. Que dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorde santé, longue vie et bonheur.

A mon très cher mari Adel

Ton encouragement, ton soutien moral et matériel, ta gentillesse m'ont permis de réussir mes études. Que dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorde santé, longue vie et bonheur.

A mon très cher frère Sid Ahmed

Je te dédis ce travail pour toute la complicité et l'entente qui nous réunisse. Que dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorde santé, longue vie et bonheur.

A la mémoire de ma grand-mère paternelle Aicha, mon beau père Ali et l'enseignante M^{me} Ben Mouhoub Samia

Vous avez été toujours dans mon esprit et mon cœur, je vous dédie aujourd'hui ma réussite. Que dieu vous accueille dans son éternel paradis.

A ma très chère belle mère Houria et mes beaux frères Imad, Lamine et son épouse Nassima ainsi que mes belles sœurs Nadjat, Lamia et son mari Nassim

Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite

A ma très chère copine et binôme Siham et toute sa famille

Je te dédie notre travail, nos efforts fournis avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite

A ma grande famille

Mes tantes, mes oncles ainsi que mes cousines et mes cousins

A mes très chères copines

Nawel, Hakima, Ikram, Kenza, Linda, Mima, Siham, Asma, Yasmine, Naima, Lydia et Fadila.

A mes très chères nièces Marwa, Aya et Dania

Dédicaces Siham

Je dédie ce modeste mémoire

A toi papa, A toi maman

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ma gratitude et ma reconnaissance envers vous. Ce travail est le fruit de vos sacrifices que vous avez consentis pour mon éducation et ma formation. Que dieu, le tout puissant, vous préserve et vous accorde santé, longue vie et bonheur.

A toi mamaha

Ton encouragement, ton soutien et ta gentillesse m'ont permis de réussir mes études. Que dieu, le tout puissant, te préserve et t'accorde santé, longue vie et bonheur.

A toi Dada

Je te dédis ce travail pour tous tes encouragements et ton soutien, j'aurai aimé que tu sois présent en ce jour pour que tu sois fier de ta petite sœur. Que dieu, le tout puissant, te préserve et t'accorde santé, longue vie et bonheur.

A vous mes chères sœurs Nana Tissa, Zazie et Nana Lala et son mari Ismael

Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite

A tous les membres de ma grande famille

Mes oncles et tantes, mes cousins et cousines

A toi ma très chère copine et binôme Faiza et toute sa famille

Je te dédie notre travail, nos efforts fournis avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite

A vous mes très chères copines

Hakima, Nawel, Ikram, Kenza, Linda, Fadila, Rania, Cecilia, Nadia, Dehia, Foufa, Zineb, Sonia et Meriem

Sommaire

Titre	Page
Liste des tableaux	VIII
Liste des figures	IX
Liste des planches.....	X
Liste des Annexes.....	X
Liste des symboles	XI
Introduction générale.....	17

Chapitre I: Caractéristiques générales de la zone d'étude

I.1. Introduction.....	20
I.2. Présentation de la commune Didouche Mourad	20
I.2.1. Découpage administratif et géographique de la ville Didouche Mourad.....	20
I.2.2. Situation démographique	21
I.2.3. Contexte climatique	21
I.2.3.1. Pluviométrie	21
I.2.3.2. Température	21
I.3. Description du système de production existant	21
I.3.1. Caractéristique du champ captant	21
I.3.2. Présentation et état du système de production existant.....	23
I.3.2.1. Caractéristiques des stations de pompes	23
I.3.2.2. Caractéristique des bâches d'aspiration.....	26
I.3.2.3. Caractéristique des forages	26
I.3.2.4. Caractéristique du réseau	29
I.4. Conclusion	30

Chapitre II: Evaluation des besoins

II.1. Introduction	32
II.2. Estimation de la population	32
II.3. Détermination des besoins en eau actuels et futurs	33
II.3.1. Besoins domestiques.....	33
II.3.2. Besoins scolaires.....	34
II.3.3. Besoins sanitaires	34
II.3.4. Besoins socio-culturels	35
II.3.5. Besoins administratifs.....	35
II.3.6. Besoins commerciaux.....	36
II.3.7. Besoin de la zone industrielle actuel et futur.....	36
II.3.8. Besoin de la zone cimenterie actuel et futur.....	37
II.3.9. Besoin de la zone ferme Dingly actuel et futur	37
II.3.10. Récapitulatif des différents besoins	37

II.3.11. Majoration de la consommation moyenne journalière	38
II.4. Variation de la consommation journalière.....	39
II.4.1. Débits maximums journaliers	39
II.4.2. Débits minimums journaliers.....	40
II.5. Variation de la consommation horaire.....	41
II.5.1. calcul des débits moyens horaires	41
II.5.2. Calcul des débits maximums horaires	41
II.6. Bilan besoins-ressources.....	42
II.6.1. Bilan besoins-ressources en situation actuelle.....	43
II.6.2. Bilan besoins-ressources en situation future	43
II.6.3. Bilan besoin-ressource en situation actuelle et future	43
II.7. Conclusion	44

Chapitre III: Conception et dimensionnement du système de production

III.1. Introduction	46
III.2. Conception du nouveau système de production.....	46
III.3. Dimensionnement du nouveau système de production	47
III.3.1. Capacité des réservoirs terminaux.....	47
III.3.1.1. Capacité du réservoir de la zone Hôpital.....	49
III.3.1.2. Capacité du réservoir de la zone RHP + Kser Kellal	49
III.3.1.3. Capacité du réservoir de la zone Ferme Dingly	50
III.3.1.4. Capacité du réservoir de la zone Industrielle	50
III.3.1.5. Capacité du réservoir de la zone Cimenterie.....	50
III.3.1.6 Dimensionnement des réservoirs projetés.....	51
III.3.2. Dimensionnement des conduites d'adduction	51
III.3.2.1. Tracé des conduites	51
III.3.2.2. Choix du type de la conduite.....	52
III.3.2.3. Dimensionnement des conduites d'adduction	52
III.3.2.4. Description du programme.....	54
III.3.2.5. Validation du programme.....	55
III.3.3. Pompes	57
III.3.3.1. Description du schéma	57
III.3.3.2. Détermination des points de fonctionnements	57
III.3.3.3. Choix des pompes	59
III.3.3.4. Etude de la cavitation	60
III.3.4. Dimensionnement de la bache d'aspiration.....	62
III.3.5. Modélisation du système de production sous EPANET	63

III.3.6. Etude du coup de bélier	65
III.3.6.1. Calcul du coup de bélier	65
III.3.6.2. Principes de calcul de la méthode de Bergeron.....	67
III.3.6.3. Application des principes de calcul de la méthode de Bergeron.....	67
III.3.6.4. Description du programme.....	71
III.3.6.5. Validation du programme.....	74
III.3.6.6. Exemples d'exécution du programme.....	74
III.4. Conclusion.....	79
 Chapitre IV: Dimensionnement du réseau de distribution de la zone RHP + Kser Kellal	
IV.1. Introduction	81
IV.2. Description du réseau de distribution.....	81
IV.3. Choix du type de la conduite.....	81
IV.4. Tracé des conduites	81
IV.5. Dimensionnement du réseau de distribution	82
IV.5.1. Première étape	83
IV.5.2. Deuxième étape.....	84
IV.5.3. Troisième étape	85
IV.6. Conclusion	85
 Chapitre V: Elaboration d'un système d'information géographique du réseau d'eau potable	
V.1. Introduction	87
V.2. Système d'information géographique (SIG)	87
V.3. Intérêt des SIG.....	87
V.4. Elaboration d'un système d'information géographique	87
V.5. Dictionnaire de la base de données du réseau	88
V.5.1. Table conduite d'adduction 1 et 2	88
V.5.2. Table conduite de distribution.....	88
V.5.3. Table forage_source	89
V.5.4. Table réservoirs	89
V.5.5. Table pompes	89
V.5.6. Table station de pompage (ouvrage génie civil)	90
V.5.7. Table bache d'aspiration	90
IV.5. Conclusion	90
Conclusion générale et perspectives.....	92
Bibliographies	95

Liste des tableaux

Tableau I.1. précipitations moyennes mensuelles de la région d'étude.....	21
Tableau I.2. températures moyennes mensuelles de la région d'étude.....	21
Tableau I.3. caractéristiques du 1 ^{er} groupe électropompes de la SP1.....	24
Tableau I.4. caractéristiques du 2 ^{ème} groupe électropompes de la SP1.....	24
Tableau I.5. caractéristiques du groupe électropompe de la SP2.....	25
Tableau I.6. caractéristiques du groupe électropompes de la SP3.....	26
Tableau I.7. fiche technique du forage F1.....	27
Tableau I.8. fiche technique du forage F3.....	28
Tableau I.9. fiche technique du forage F4.....	28
Tableau I.10. fiche technique du forage F6.....	29
Tableau I.11. caractéristiques des conduites de refoulement du système de production.	30
Tableau II.1. évaluation de la population actuelle et future.....	33
Tableau II.2. besoins en eau domestique actuels et futurs.....	34
Tableau II.3. besoins en eau scolaires actuels et futurs.....	34
Tableau II.4. besoins en eau sanitaires actuels et futurs.....	34
Tableau II.5. besoins en eau socio-culturels actuels et futurs.....	35
Tableau II.6. besoins en eau administratifs actuels et futurs	35
Tableau II.7. besoins en eau commerciaux actuels et futurs.....	36
Tableau II.8. besoin de la zone industrielle actuel et futur.....	37
Tableau II.9. besoin de la zone cimenterie actuel et futur	37
Tableau II.10. besoin de la zone ferme Dingly actuel et futur.....	37
Tableau II.11. récapitulatif des différents besoins actuels.....	37
Tableau II.12. récapitulatif des différents besoins à l'horizon 2041.....	38
Tableau II.13. majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future..	39
Tableau II.14. débits maximums journaliers.....	40
Tableau II.15. débits minimums journaliers.....	40
Tableau II.16. débits moyens horaires.....	41
Tableau II.17. valeurs de β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	42
Tableau II.18. débit maximum horaire actuel.....	42
Tableau II.19. débit minimum horaire futur.....	42
Tableau II.20. bilan besoin-ressource en situation actuelle de la Ville Didouche Mourad.....	43
Tableau II.21. bilan besoin-ressource en situation future de la Ville Didouche Mourad.....	43
Tableau II.22. bilan besoin-ressource en situation actuelle et future.....	43
Tableau III.1. capacité des réservoirs existants de la ville Didouche Mourad.....	47
Tableau III.2. variation du résidu dans le réservoir zone Hôpital.....	49
Tableau III.3. variation du résidu dans le réservoir zone RHP + Kser Kellal.....	50
Tableau III.4. récapitulatif des capacités des réservoirs futures.....	51
Tableau III.5. dimensionnement des réservoirs projetés.....	51
Tableau III.6. résultat du programme exécuté.....	55

Tableau III.7. point de fonctionnement des pompes immergées.....	57
Tableau III.8. point de fonctionnement des pompes de la station de pompage.....	57
Tableau III.9. résultats de la sélection des pompes immergées.....	59
Tableau III.10. résultats de la sélection des pompes de la station de pompage.....	59
Tableau III.11. récapitulatif des pompes retenues pour le réseau d'alimentation en eau.	60
Tableau III.12. étude de la cavitation des pompes de la station de pompage.....	61
Tableau III.13. représentation du volume total de la bache et son diamètre.....	62
Tableau III.15. résultat du programme exécuté.....	74
Tableau IV.1. récapitulatif des besoins de trois quartiers de la zone RHP+ Kser Kellal.	84

Liste des figures

Figure I.1. carte du découpage administratif de la wilaya de Constantine (Algérie).....	20
Figure I.2. coupe géologique de la source du Hama.....	22
Figure I.3. localisation du champ captant Ain Skhouna.....	22
Figure I.4. localisation des différents forages du champ captant.....	27
Figure III.1. localisation des six forages du nouveau système de production.....	47
Figure III.2. organigramme du programme du diamètre économique.....	56
Figure III.3. schéma du réseau d'adduction.....	58
Figure III.4. variation du niveau d'eau dans la bache d'aspiration.....	63
Figure III.5. modélisation et simulation du système de production.....	64
Figure III.6. organigramme du programme du coup de bélier.....	73
Figure III.7. zone de dépression avant l'installation de l'anti bélier de la conduite F1- bache d'aspiration.....	75
Figure III.8. zone de dépression avant l'installation de l'anti bélier de la conduite SP3- Cimenterie.....	75
Figure III.9. pression dans le réservoir d'air de la conduite F1- bache d'aspiration.....	76
Figure III.10. pression dans le réservoir d'air de la conduite SP3- Cimenterie.....	76
Figure III.11. épure de pression de la conduite F1- bache d'aspiration.....	77
Figure III.12. épure de pression de la conduite SP3- Cimenterie.....	77
Figure III.13. enveloppe de dépression après l'installation de l'anti bélier de la conduite F1- bache d'aspiration.....	78
Figure III.14. enveloppe de dépression après l'installation de l'anti bélier de la conduite SP3- Cimenterie.....	78
Figure IV.1. tracé du réseau de distribution de la zone RHP + Kser Kellal.....	82

Liste des planches

- Planche 1: schéma synoptique existant du système de production Ain Skhouna
- Planche 2: nouveau schéma synoptique du système de production Ain Skhouna
- Planche 3: nouveau schéma du système de production Ain Skhouna
- Planche 4: tracé du réseau d'adduction et distribution
- Planche 5: tracé du réseau de distribution sous Epanet
- Planche 6: profil en long de la conduite SP3-Réservoir Ferme Dingly
- Planche 7: carte du réseau d'AEP de la ville Didouche Mourad sous SIG (MapInfo)

Liste des Annexes

- Annexe 1: différentes valeurs du coefficient de variation du débit horaire
- Annexe 2: fiches techniques des pompes choisis
- Annexe 3: variation du coefficient de perte de charge c
- Annexe 4: variation du coefficient de perte de charge c'
- Annexe 5: données à introduire au logiciel Epanet et résultats des simulations
- Annexe 6: tables de données

Liste des symboles

- A: annuité d'amortissement (sans dimension).
- A_b : altitude de la bêche d'aspiration (m).
- A_c : altitude correspondante aux distances cumulées (m).
- A_p : altitude de la pompe (m).
- A_r : altitude du réservoir (m).
- a : vitesse de l'onde (m/s).
- b : valeur maximal du coup de bélier (m).
- C : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.
- C_{HW} : coefficient de Hazen Williams (sans dimension).
- c : coefficient de perte de charge à la monté de l'eau (sans dimension).
- c' : coefficient de perte de charge au retour de l'eau (sans dimension).
- D : diamètre de la conduite (m).
- D_h : diamètre hydraulique de la section (m)
- D_{int} : diamètre intérieur de la conduite (m).
- D_r : diamètre du réservoir (m).
- D' : diamètre de la tubulure (m).
- d : diamètre de la tuyère (m).
- d_c : distance cumulées (m).
- d' : diamètre de la veine contractée (m).
- e : épaisseur de la conduite (m).
- F_{ext} : frais d'exploitation des pompes (DA).
- F_{inst} : frais d'installation des pompes (DA).
- F_{inv} : frais d'investissements de la conduite en (DA).
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2).
- H_a : hauteur d'aspiration (m).
- H_g : hauteur géométrique (m).
- H_{max} : valeur maximale de la pression dans la conduite (m).
- H_{min} : valeur minimale de la pression dans la conduite (m).

Hmt : hauteur total d'élévation (m).

H_r : hauteur d'eau dans le réservoir (m).

h_0 : pression avant l'apparition du coup de bélier (pression statique) (m).

h'_0 : tension de vapeur d'eau pompée (m).

i : taux d'annuité (%).

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

J_c : pertes de charge calculées par la formule de colebrook (m).

J_l : perte de charge linéaire (m).

J_t : perte de charge totale (m).

K : coefficient rugosité de la conduite (mm).

$K_{max,h}$: coefficient de variation horaire maximale.

$K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

$K_{min,j}$: coefficient d'irrégularité minimal.

K_1 : cout d'un mètre linéaire de la conduite (DA/mL).

K_2 : cout d'un KW d'énergie électrique (DA).

K_3 : cout d'un KWh d'énergie électrique (DA).

K' : coefficient dépendant de la vitesse dans la tuyère et la vitesse final choisie à la monter de l'eau (sans dimension).

K'' : coefficient dépendant de la vitesse dans la tuyère et la vitesse final choisie au retour de l'eau (sans dimension).

L : longueur de la conduite (m).

L_T : longueur total de la distribution (m).

L_t : longueur du tronçon amont au nœud (m).

m : coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau.

N : nombre de pompes identiques.

$NPSH_r$: charge nette requise à l'aspiration de la pompe pour un fonctionnement sans cavitation donnée par le constructeur (m).

$NPSH_d$: charge nette disponible à l'aspiration (m).

n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

n_1 : nombre d'années d'amortissement.

n_2 : nombre maximal de démarrages par heure donné par le constructeur.
 P : puissance réelle (KW).
 P_{ac} : pression dans la conduite avec perte de charge (m).
 P_{sc} : pression dans la conduite sans perte de charge (m).
 P_g : plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).
 P_n : population future à l'horizon considéré.
 P_0 : population de l'année de référence.
 Q : débit refoulé (m^3/s).
 $Q_{dom, actuel}$: besoin domestique actuel (m^3/s).
 $Q_{dom, futur}$: besoin domestique à l'horizon 2041 (m^3/s).
 $Q_{équi, actuel}$: besoin des équipements actuels (m^3/s).
 $Q_{équi, futur}$: besoin des équipements à l'horizon 2041 (m^3/s).
 $Q_{majoré}$: débit moyen journalier majoré (l/s).
 $Q_{max, j}$: débit maximum journalier (m^3/j).
 $Q_{max, h}$: débit maximal horaire (m^3/h).
 $Q_{min, j}$: débit minimum journalier (l/s).
 $Q_{moy, h}$: débit moyen horaire (m^3/h).
 $Q_{moy, j}$: débit moyen journalier (l/s).
 Q_n : débit au nœud (l/s).
 Q_p : débit de pointe (m^3/h).
 Q_s : débit spécifique (l/s.m)
 Q_s' : débit spécifique (l/s.ménage).
 Q_t : débit tronçon calculé par EPANET (m^3/s).
 Q' : débit d'une pompe ou d'un groupe de pompes (m^3/h).
 Re : nombre de Reynolds (sans dimension)
 S : section de la conduite de refoulement (m^2).
 T : taux d'accroissement annuel de la population.
 T' : nombre d'heures de fonctionnement par jours.
 t : durée d'un cycle.

U : nouveau volume d'air (m^3).

U_0 : volume d'air initial (m^3).

V : vitesse d'écoulement (m/s).

V_d : réserve de distribution (m^3).

V_f : vitesse final choisie (m/s).

V_i : vitesse initial de l'intervalle précédent (m/s).

V_{i-1} : nouvelle vitesse finale qui sera choisie pour l'intervalle considéré (m/s).

V_j : volume utile de rétention ou de marnage dans la bache (m^3).

V_m : vitesse moyenne (m/s).

V_{md} : volume minimale d'amorçage en fond de la bache (m^3).

V_r : volume du réservoir (m^3).

V_s : volume de secours nécessaire pour assurer que la crépine est constamment recouverte d'eau (m^3).

V_T : volume total du réservoir (m^3).

V_t : volume total de la bache d'aspiration (m^3).

V_0 : volume de conservation nécessaire pour éviter le dénoyage et le désamorçage de la pompe (m^3).

V_1 : vitesse dans la tuyère à la montée de l'eau (m/s).

V_2 : vitesse dans la tuyère au retour de l'eau (m/s).

V'_i : réserve incendie (m^3).

v_0 : vitesse initiale de l'écoulement (m/s).

Z : pression dans le réservoir d'air (m).

Z_0 : pression absolue (m).

$\frac{P_0}{\varrho}$: pression au plan d'eau (m).

α_{max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort.

β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitants.

δ : perte de charge de refoulement (m).

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

η : rendement de la pompe (%).

λ : coefficient de perte de charge.

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

ρ : masse volumique de l'eau (kg/m^3).

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

Δh_2 : perte de charge dans la tuyère au retour d'eau (m).

*Introduction
générale*

Introduction générale

Le système de production en eau potable de la ville Didouche Mourad n'arrive plus à faire face à la forte demande en eau qui ne cesse d'augmenter. Elle est conjuguée avec l'accroissement démographique de sa population et le développement du mode de vie des citoyens. Au cours de cette étude des solutions seront proposées afin de valoriser le réseau d'alimentation en eau potable de la ville et de permettre à la population d'accéder à cette ressource précieuse.

Avant d'entamer toute étude d'alimentation en eau potable, une collecte de données est indispensable. Ces données se rapportent essentiellement aux données statistiques, plans de masse et topographique, etc. Les organismes qu'on a contactés à cet effet sont la SARL Hydroplus, la direction d'hydraulique et l'ANRH de la wilaya de Constantine. On a aussi eu recours à l'exploitation du logiciel Google Earth afin de compléter quelques données topographiques manquantes.

Pour mener à bien cette étude, notre travail sera organisé en cinq chapitres. Le premier chapitre intitulé « *caractéristiques générales de la zone d'étude* » regroupera l'ensemble des informations nécessaires pour entamer l'étude de l'alimentation en eau potable de la ville Didouche Mourad. L'ensemble de ces informations vont permettre de réaliser une description de la composition et de l'état du système de production existant.

Dans le second chapitre, on va évaluer les différents besoins en eau potable actuelle et à l'horizon 2041 de la zone d'étude. Cette estimation se basera sur des dotations de consommation tirées à partir de la littérature. Ce qui va permettre l'établissement d'un bilan besoin-ressource. Par conséquent, une vérification de la capacité des ressources exploitées.

Dans le troisième chapitre intitulé « *conception et dimensionnement du nouveau système de production* » plusieurs points seront développés. Le premier point sera consacré à la vérification de la capacité des ouvrages de stockage et à la conception et dimensionnement de nouveaux ouvrages en cas de nécessité afin de satisfaire les besoins futurs des zones à alimenter. Le deuxième point sera consacré au dimensionnement des conduites d'adduction. Cette étape sera exécutée sous un programme de calcul élaboré par nos soins. Ce programme, conçu sous Matlab, applique une étude technico-économique qui permet la détermination des diamètres optimaux. Le but est d'avoir un réseau techniquement performant et économiquement peu coûteux. Le troisième point sera consacré aux choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet. Le choix fera l'objet d'une étude technico-économique entre quatre marques afin d'aboutir à la meilleure sélection. Le quatrième point sera consacré au dimensionnement du système de production. Ce dernier sera simulé sous EPANET afin de visualiser son comportement et de vérifier le volume de la bêche d'aspiration calculé en fonction des pompes. Le cinquième point sera consacré à l'analyse du phénomène du coup de bélier afin de protéger les installations des éventuels risques qu'il peut engendrer. A cet effet un autre programme sera aussi établi. Il sera exécuté sous Matlab et permet de calculer le volume du réservoir d'air en cas de risque d'apparition de ce phénomène.

Le quatrième chapitre sera consacré à la conception et le dimensionnement du réseau de distribution de la zone RHP+Kser Kellal. Par la suite, une modélisation du réseau sous EPANET sera effectuée afin de vérifier les conditions d'écoulement hydrauliques et d'incendies.

Dans le cinquième chapitre, on va élaborer un système d'information géographique du réseau d'eau potable. A cet effet, on va exploiter le logiciel MapInfo afin de stocker toutes les informations appropriées à l'ensemble des éléments constitutifs du réseau d'eau potable de la ville Didouche Mourad.

Chapitre I

I.1. Introduction

Notre étude a pour objectif l'alimentation en eau potable de la ville de Didouche Mourad. A cet effet on a débuté le travail par une collecte de données qui sont nécessaires à cette étude. En effet, ces données contribuent aux différents choix à entreprendre dans la conception et le dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable de la ville Didouche Mourad.

Dans le cadre du recueil des données, on a initié des contacts avec la Sarl Hydroplus, les services techniques de l'ADE de Constantine et l'ANRH de Constantine. Ces contacts ont permis la collecte de plusieurs données à savoirs plan topographique, plan de masse, pluviométrie, température, nombre d'habitants, dotation, etc.

Dans ce chapitre, on a développé plusieurs points. Le premier point est consacré à la présentation de la ville de Didouche Mourad du point de vu administratif, géographique, démographique et climatique. Le deuxième point est consacré à la description du système de production existant. Ce dernier comporte plusieurs éléments. Ces éléments vont être décrit un par un.

I.2. Présentation de la commune Didouche Mourad

I.2.1. Découpage administratif et géographique de la ville Didouche Mourad

Didouche Mourad, anciennement « Bizot » lors de la colonisation, est une commune située à une douzaine de kilomètres au Nord-Est de Constantine chef-lieu de wilaya. Son altitude maximale est de 498m.

Didouche Mourad occupe un espace de 11570 hectares. Elle est située entre les parallèles 36° 26' 54" de latitude Nord et entre les méridiens 6 ° 38' 02" de longitude Est (Wikipédia, 2015).

Administrativement la commune Didouche Mourad est limitée au Nord - Est par la commune Zighoud Youcef, au Nord-Ouest par la commune Béni H'midene, au Sud-Est par la commune de Ben Badis et au Sud-Ouest par la commune de Hamma Bouziane, comme l'illustre la figure I.1.

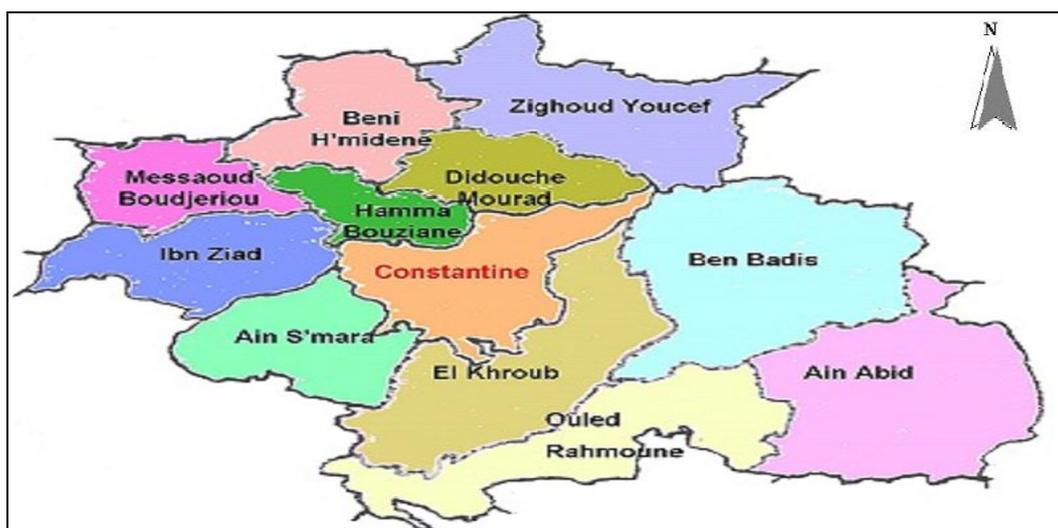


Figure I.1. carte du découpage administratif de la wilaya de Constantine (Algérie)

1.2.2. Situation démographique

D'après le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH, 2008), la population de la ville Didouche Mourad est estimée à 44951 habitants. Le taux d'accroissement est de 3,1% et la densité moyenne de la population est de 388,5 h/km² (Wikipédia, 2015).

1.2.3. Contexte climatique

La zone d'étude est caractérisée par la climatologie suivante:

1.2.3.1. Pluviométrie

Les précipitations moyennes mensuelles de la région d'étude de 1994 à 2008 sont représentées dans le tableau I.1 (ANRH, 2008).

Tableau I.1. précipitations moyennes mensuelles de la région d'étude

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout
P (mm)	39,93	22,55	37,78	56,45	18,53	37,18	58,15	48,07	37,05	11	8,43	13,98

1.2.3.2. Température

Les températures moyennes mensuelles de la région d'étude de 1994 à 2008 sont représentées dans le tableau I.2 (ANRH, 2008).

Tableau I.2. températures moyennes mensuelles de la région d'étude

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout
Température maximale moyenne (°C)	28,6	24,4	17	12,9	12,3	13,4	16,7	19,7	25,6	31,3	34,7	34,2
Température minimale moyenne (°C)	15,4	11,8	6,6	3,8	2,5	2,8	4,9	7,2	11,5	15,7	18,5	18,8
Température moyenne (°C)	22	18,1	11,8	8,4	7,4	8,1	10,8	13,5	18,6	23,5	26,6	26,5

I.3. Description du système de production existant

1.3.1. Caractéristique du champ captant

A l'heure actuelle, la ville Didouche Mourad dispose d'une ressource unique matérialisée par le champ captant Ain Skhouna.

Ce champ captant est situé dans la vallée du Hamma affluente de celle du Rhumel à quelques kilomètres au nord de Constantine. Cette vallée correspond à une voûte anticlinale effondrée

entre les massifs calcaires du Djebel Bergli et du Salah. La figure I.2 représente la coupe géologique de la source du Hamma (SEACO, 2012).

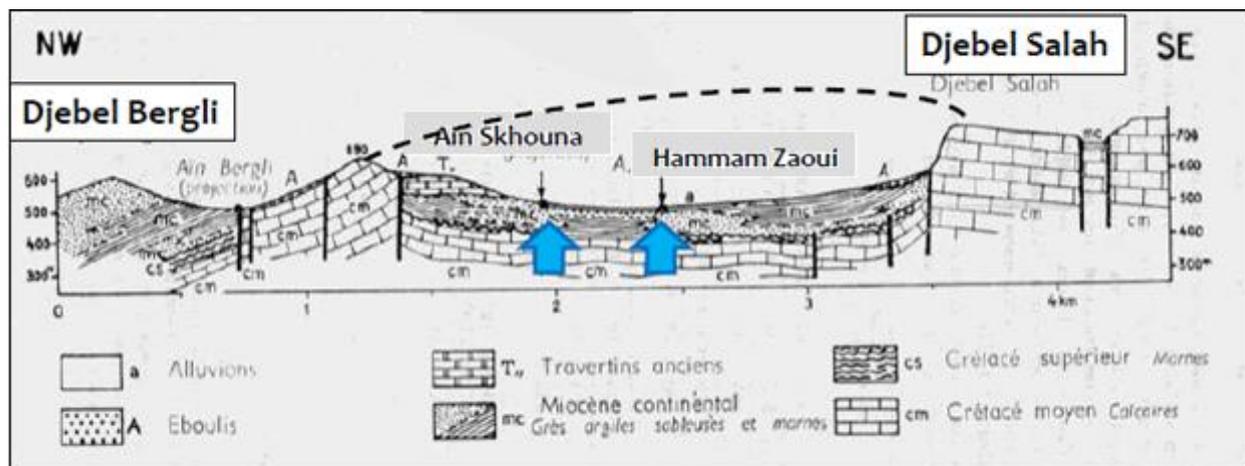


Figure I.2. coupe géologique de la source du Hamma

Le champ captant d'Ain Skhouna est situé entre la ville Didouche Mourad et Hamma Bouziane. Sa localisation est représentée sur la figure I.3.

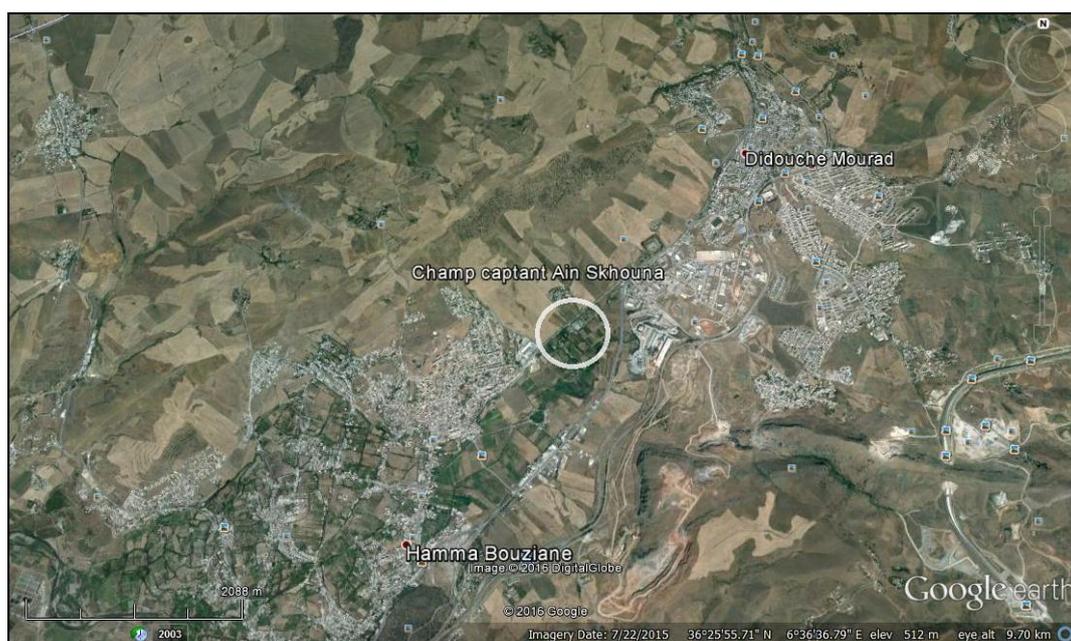


Figure I.3. localisation du champ captant Ain Skhouna

Les eaux des sources du Hamma se caractérisent par une minéralisation relativement importante due à une alcalinité et une dureté élevées. Les valeurs des autres paramètres importants tels que les chlorures, sulfates, nitrates, sodium, se situent dans les limites habituelles des eaux de consommation humaine (SEACO, 2012).

On est donc en présence d'une eau dure, donc entartrante. Pour de telles eaux, il est conseillé de prévoir un adoucissement partiel et un ajustement du pH de façon à éviter le dépôt de calcaire dans les conduites (SEACO, 2012).

Le système de production d'eau de la ville Didouche Mourad compte quatre forages localisés au niveau de ce champ captant.

1.3.2. Présentation et état du système de production existant

En s'appuyant sur le schéma synoptique existant du système de production en eau potable de la ville Didouche Mourad (Planche N° 1), on constate qu'il est composé de plusieurs éléments.

Ces éléments sont:

- Les stations de pompage.
- Les bâches d'aspiration.
- Les forages.
- Les conduites d'adduction.

Dans ce qui suit une description de ces éléments sera réalisée.

1.3.2.1. Caractéristiques des stations de pompes

Le système de production en eau potable de la ville Didouche Mourad est composé de 3 stations de pompage SP1, SP2 et SP3. Chaque station prend sa source à partir de différents forages du champ captant.

1.3.2.1.1. Station de pompage SP1

La station de pompage SP1 prend son origine d'alimentation à partir de la bêche d'aspiration 1. Elle refoule vers trois zones de la ville:

- Ferme Dingly.
- Zone Industrielle.
- Renforcement de la Zone RHP+ Kser Kellal.

a. Génie civil

Construit en 1985, le bâtiment de la station de pompage SP1 est de type surface de forme rectangulaire ayant les dimensions suivantes:

- Une largeur de 6,50 m.
- Une longueur de 6,40 m.
- Une hauteur de 4 m.

Il est constitué d'une seule pièce principale abritant les groupes électropompes à axe horizontal ainsi que les armoires de commandes.

b. État du génie civil

Plusieurs anomalies ont été relevées lors de la visite effectuée sur terrain par le service technique de l'Hydraulique.

- Un revêtement non étanche de la toiture et infiltration de l'eau à la salle des machines.
- Endommagement du système de drainage des eaux de pluie.
- Dégradation des revêtements muraux intérieurs et extérieurs.
- Dégradation des revêtements du sol.
- Stagnation des eaux à l'intérieur de la station de pompage.

c. Equipements hydromécaniques

La station est équipée de deux couples de groupes électropompes à axe horizontal constituée chacun d'une pompe principale et d'une autre de secours. Le premier groupe refoule vers la zone RHP + Kser Kellal et le deuxième refoule vers la zone industrielle.

A cause de l'état très dégradé des groupes électropompes seulement quelques caractéristiques ont pu être identifiées à partir de leurs plaques d'information. Elles sont regroupées dans les deux tableaux I.3 et I.4.

Tableau I.3. caractéristiques du 1^{er} groupe électropompes de la SP1

Désignation		Groupe zone RHP+ Kser Kellal
Pompe Principale	Marque	Rovatti pompe
	Référence	M67 K80-90/3
	Hmt (m)	128
	Débit (l/s)	26
Moteur	Puissance(KW)	55
Pompe de secours	Marque	Electro- Industries
	Référence	Mot 3-N° 890-100-1632-0041
	Hmt (m)	128
	Débit (l/s)	26
	Vitesse de rotation (tr/min)	2935
Moteur	Fréquence(Hz)	50
	Puissance(KW)	55

Tableau I.4. caractéristiques du 2^{ème} groupe électropompes de la SP1

Désignation		Groupe zone Industrielle
Pompe Principale	Marque	Rovatti pompe
	Hmt (m)	120
	Débit (l/s)	26
Pompe de secours	Marque	Rovatti pompe
	Hmt (m)	120
	Débit (l/s)	26

Un autre groupe électropompe est placé à l'extérieur de la station destiné à l'alimentation de la zone Ferme Dingly. La dégradation de ce groupe électropompe est très importante. En effet les plaquettes d'information sont illisibles.

I.3.2.1.2. Station de pompage SP2

La station de pompage SP2 prend son origine d'alimentation à partir de la bêche d'aspiration 1. Elle refoule vers une zone de la ville à savoir la zone Cimenterie.

a. Génie civil

Construit en 1985, le bâtiment de la station de pompage SP2 est de type surface de forme rectangulaire ayant les dimensions suivantes:

- Une largeur de 4,40 m.
- Une longueur de 5,70 m.
- Une hauteur de 3,5 m.

Il est constitué d'une seule pièce principale abritant les groupes électropompes et l'armoire de commande.

b. État du génie civil

Plusieurs anomalies ont été relevées lors de la visite effectuée sur terrain par le service technique de l'Hydraulique.

- Absence du système de drainage des eaux de pluie.
- Dégradation des revêtements muraux intérieurs et extérieurs.
- Dégradation des revêtements du sol.
- Absence des caniveaux de drainage.

c. Équipement hydromécanique

La station est équipée de deux groupes électropompes identiques, l'un d'entre eux sert de secours. A cause de l'état très dégradé des groupes électropompes seulement quelques caractéristiques ont pu être identifiées à partir de leurs plaques d'informations. Elles sont regroupées dans le tableau I.5.

Tableau I.5. caractéristiques du groupe électropompe de la SP2

Désignation		Groupe Zone Cimenterie
Pompe	Marque	FELM
	Référence	Y2-250 M-2
	Hmt (m)	160
	Débit (l/s)	27
	Vitesse de rotation (tr/min)	2975/357
	Rendement (%)	94
Moteur	Fréquence(Hz)	50-60
	Puissance(KW)	55

I.3.2.1.3. Station de pompage SP3

La station de pompage SP3 prend son origine d'alimentation à partir de la bache d'aspiration 2. Elle refoule vers une zone de la ville à savoir la Zone RHP+ Kser Kellal.

a. Génie civil

Le bâtiment de la station de pompage SP3 est de type surface de forme rectangulaire ayant les dimensions suivantes:

- Une largeur de 15,70 m.
- Une longueur de 17,50 m.
- Une hauteur de 4 m.

Il est constitué de 3 pièces: une salle des machines, une salle de commande et un vestiaire.

b. État du génie civil

Plusieurs anomalies ont été relevées lors de la visite effectuée sur terrain par le service technique de l'Hydraulique.

- Le système de drainage des eaux est vétuste.
- Un revêtement non étanche de la toiture et infiltration de l'eau à la salle des machines.
- Les revêtements muraux intérieurs et extérieurs sont dans un bon état.
- Eclairage insuffisant à l'intérieur du bâtiment.

c. Équipements hydromécaniques

La station de pompage est équipée d'un seul groupe électropompes. A cause de l'état très dégradé du groupe électropompe seulement quelques caractéristiques ont pu être identifiées à partir des plaques d'information encore lisibles sur le groupe. Elles sont regroupées dans le tableau I.5.

Tableau I.6. caractéristiques du groupe électropompes de la SP3

Désignation		Groupe zone RHP+ Kser Kellal
Pompe	Marque	Rovatti pompe
	Référence	ME125 K100 160/2
	Hmt (m)	128
	Débit (l/s)	50
	Vitesse de rotation (tr/min)	2970
Moteur	Fréquence(Hz)	50-60
	Puissance(KW)	90

I.3.2.2. Caractéristiques des bâches d'aspiration

Les eaux captées à partir des forages séjournent dans deux ouvrages de transit avant d'atteindre les stations de pompage.

I.3.2.2.1. Bâche d'aspiration 1

Comme précisé précédemment, la bâche d'aspiration 1 alimente la station de pompage SP1 et la station de pompage SP2. Elle est disposée à une altitude de 500,06 m. Sa capacité est de 100 m³.

I.3.2.2.2. Bâche d'aspiration 2

Comme précisé précédemment, la bâche d'aspiration 1 alimente la station de pompage SP3. Elle est disposée à une altitude de 498,7 m. Sa capacité est de 750 m³.

I.3.2.3. Caractéristiques des forages

Le système de production d'eau de la ville Didouche Mourad compte quatre forages. Leur localisation est représentée sur la figure I.4.

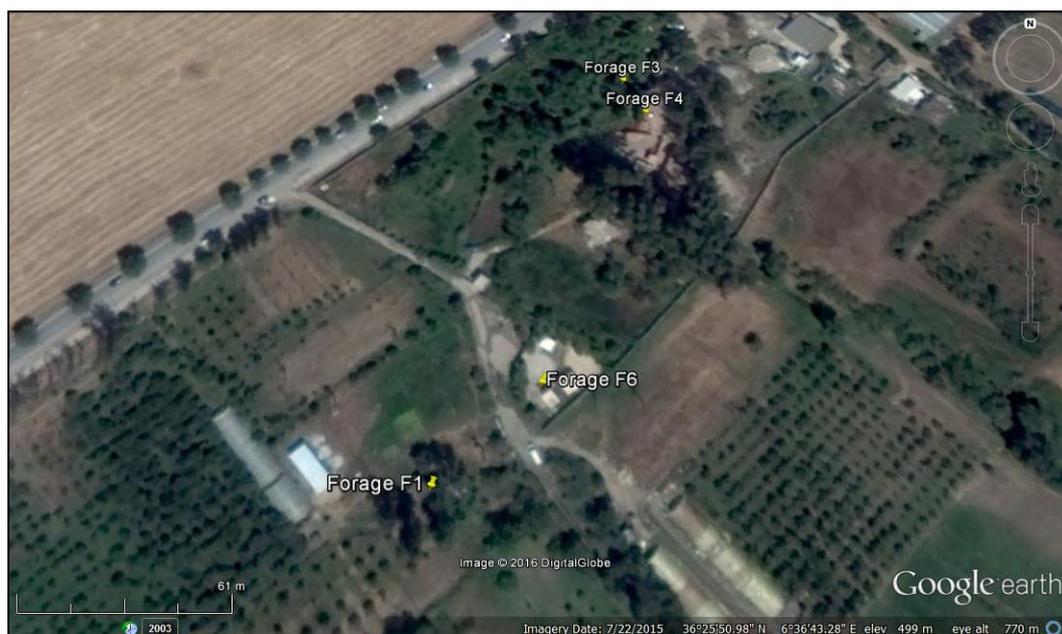


Figure I.4. localisation des différents forages du champ captant

I.3.2.3.1. Forage F1

Le forage F1 permet l'alimentation de la bache d'aspiration 1. Sa fiche technique est représentée sur le tableau I.7.

Tableau I.7. fiche technique du forage F1

Description		Forage F1
Caractéristique du forage	Année de mise en service	1961
	Profondeur (m)	200
	Diamètre du forage (mm)	DN 400
Pompe immergé	Marque	Rovatti pompe
	Référence	10ER2/1A-610
	Côte de calage(m)	20
	Hmt (m)	20
	Débit (l/s)	25
	Vitesse de rotation (tr/min)	2900
	Rendement (%)	76
	NPSHr	3,5
	Poids (Kg)	65
	Année de mise en service	2008
Moteur	Type	410 N
	Fréquence (Hz)	50
	Poids (Kg)	31
	Puissance (KW)	7,5
	Tension d'alimentation (V)	400
Coordonnées géographiques	Latitude	36°25'49,14"N
	Longitude	6°36'42,10"E
	Altitude (m)	496,57

I.3.2.3.2. Forage F3

Le forage F3 permet l'alimentation de la bêche d'aspiration 1. Sa fiche technique est représentée sur le tableau I.8.

Tableau I.8. fiche technique du forage F3

Description		Forage F3
Caractéristique du forage	Année de mise en service	1955
	Profondeur (m)	150
	Diamètre du forage (mm)	DN 400
Pompe immergée	Marque	Rovatti pompe
	Référence	8EN/1C-610
	Côte de calage (m)	20
	Hmt (m)	20
	Débit (l/s)	30
	Vitesse de rotation (tr/min)	2900
	Rendement (%)	75
	NPSHr	5,8
	Poids (Kg)	32
Moteur	Année de mise en service	2011
	Type	410 N
	Fréquence (Hz)	50
	Poids (Kg)	31
	Puissance (KW)	7,5
Coordonnées géographiques	Tension d'alimentation (V)	400
	Latitude	36°25'55,45"N
	Longitude	6°36'44,94"E
	Altitude (m)	497,96

I.3.2.3.3. Forage F4

Le forage F4 permet l'alimentation de bêche d'aspiration 2. Sa fiche technique est représentée sur le tableau I.9.

Tableau I.9. fiche technique du forage F4 (suite...)

Description		Forage F4
Caractéristique du forage	Année de mise en service	1954
	Profondeur (m)	93
	Diamètre du forage (mm)	400
Moteur	Type	KSB
	Fréquence (Hz)	50
	Puissance (KW)	11
	Tension d'alimentation (V)	400

Tableau I.9. fiche technique du forage F4 (suite et fin)

Pompe immergée	Marque	KSB
	Référence	UPA 250C-150/la UMA 150D 13/21
	Côte de calage (m)	20
	Hmt (m)	20
	Débit (l/s)	40
	Vitesse de rotation (tr/min)	2901
	Rendement (%)	76
	NPSHr	4,92
	Année de mise en service	2010
Coordonnées géographiques	Latitude	36°25'54,82"N
	Longitude	6°38'44,89"E
	Altitude (m)	497,91

I.3.2.3.4. Forage F6

Le forage F6 alimente la zone Hôpital sans passer par les stations de pompage. Sa fiche technique est représentée sur le tableau I.10.

Tableau I.10. fiche technique du forage F6

Description		F6
Caractéristique du forage	Année de mise en service	2012
	Profondeur (m)	190
	Diamètre du forage (mm)	400
Pompe immergée	Marque	KSB
	Référence	UPA 250C-150/4g UMA 200D 65/21
	Côte de calage (m)	20
	Hmt (m)	110
	Débit (l/s)	40
	Vitesse de rotation (tr/min)	2929
	Rendement (%)	79,3
	NPSHr	4,97
	Année de mise en service	2012
Moteur	Type	KSB
	Fréquence (Hz)	50
	Puissance (KW)	64
	Tension d'alimentation (V)	400
Coordonnées géographiques	Latitude	36°25'50,14"N
	Longitude	6°38'43,33"E
	Altitude (m)	496,88

I.3.2.4. Caractéristiques du réseau

Le transport de l'eau est assuré au moyen de plusieurs conduites de différents diamètres. Les caractéristiques des conduites de refoulement du système de production d'eau potable de la ville Didouche Mourad sont représentées sur le tableau I.11.

Tableau I.11. caractéristiques des conduites de refoulement du système de production

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Matériau
F3-Bâche d'aspiration1	32	200	acier
F1-Bâche d'aspiration 1	232	200	acier
Bâche 1- Bâche d'aspiration 2	37	200	acier
F4- Bâche d'aspiration 2	56	200	acier
F6- Zone Hôpital	3535	300	fonte
SP1- P2	10	400	acier
SP1- Zone industriel	2620	200	fonte
SP1- Zone Ferme Dingly	4570	110	PEHD
SP2 - Zone Cimenterie	2705	200	fonte
SP3 - P2	20	400	fonte
P2 - Zone RHP+Kser Kellal	3780	400	fonte

I.4. Conclusion

Dans ce chapitre on a recensé toutes les données nécessaires à cette étude. La contribution des différents partenaires était bénéfique.

La disponibilité des données a permis de faire une analyse du système de production existant. La visualisation de l'architecture globale et son organisation permet de conclure que le système de production existant est mal structuré. En effet, on constate l'existence de plusieurs interconnexions entre ses ouvrages de production. Cela peut être expliqué soit par la mauvaise répartition des débits produits et les besoins des localités soit par la carence des ressources d'eau.

Pour remédier a cet état de fait, on propose une restauration du système de production. Dans cette restructuration quelques ouvrages sont à éliminer de la conception du fait de leurs états dégradés (cas des stations de pompage SP1 et SP2). Cependant on pourra toujours exploiter le bâti de la station de pompage SP3 puisque son état et ses dimensions (17.5 m / 15.7 m / 4 m) nous le permettent.

Chapitre II

II.1. Introduction

L'évaluation des besoins en eau est nécessaire pour le dimensionnement d'un réseau d'eau potable. Elle tient compte de l'évolution démographique et de l'extension des infrastructures. Elle exige aussi la connaissance des normes de consommation unitaires en fonction des différents types d'usagers.

L'évaluation des quantités d'eau nécessaires à une agglomération urbaine ou rurale n'est jamais faite avec certitude, car chaque catégorie de besoins en eau dépend de nombreux paramètres dont l'évolution dans le temps est très difficile à cerner (AAYA, 2003).

Dans cette partie, l'évaluation des besoins en eau actuelle et à l'horizon d'étude s'effectue en poursuivant certaines étapes. On commence par une estimation de la population par la suite en passe à la détermination des besoins en eau pour les différentes catégories de consommation domestique, scolaire, sanitaire, socioculturelle et commerciale. Enfin on procède à la détermination des différentes variations de la consommation.

Après l'évaluation des différents besoins en eau, on procède à l'établissement d'un bilan besoin-ressource dans le but de vérifier la capacité des ressources existantes.

II.2. Estimation de la population

L'étude de l'évolution de la population des agglomérations est basée sur les statistiques des recensements nationaux. Ainsi le calcul de la population peut s'effectuer par l'une des méthodes suivantes (AAYA, 2003) :

- La méthode rationnelle.
- La méthode arithmétique.
- La méthode géométrique.

La méthode la plus utilisée pour la projection de la population future est la méthode rationnelle (AAYA, 2003).

$$P_n = P_0(1 + T)^n \quad (\text{II.1})$$

P_n : population future à l'horizon considéré.

P_0 : population de l'année de référence.

T : taux d'accroissement annuel de la population.

n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

En appliquant cette formule, on obtient les résultats présentés dans le tableau II.1.

Tableau II.1. évaluation de la population actuelle et future

Ville	Zone	Recensement 2008	Taux d'accroissement	Population	
				2016	2041
Didouche Mourad	Zone Hôpital	16570	3.1 (%)	21154	45379
	Zone RHP + Kser Kellal	27665		35318	75765

II.3. Détermination des besoins en eau actuels et futurs

Les besoins en eau domestiques actuels et futurs sont obtenus en multipliant le nombre d'habitants par la norme de consommation de chaque zone.

Les besoins en eau des équipements actuels sont obtenus en multipliant la capacité de chaque équipement par sa norme de consommation.

Pour estimer les besoins des équipements à l'horizon voulu, on fait intervenir le rapport entre les besoins d'équipements et les besoins domestiques de chaque zone suivant la formule (II.2).

$$\frac{Q_{\text{équi,actuel}}}{Q_{\text{équi,futur}}} = \frac{Q_{\text{dom,actuel}}}{Q_{\text{dom,futur}}} \quad (\text{II.2})$$

$Q_{\text{équi,actuel}}$: besoin des équipements actuels.

$Q_{\text{équi,futur}}$: besoin des équipements à l'horizon 2041.

$Q_{\text{dom,actuel}}$: besoin domestique actuel.

$Q_{\text{dom,futur}}$: besoin domestique à l'horizon 2041.

La majorité des dotations choisies ont été tirées à partir de plusieurs références bibliographiques (Punmia, Jain, & Arun, 1995), (MAHMOUD, Alimentation en eau potable, 2002) et (INPE, 2012). Les autres dotations ont été choisies suivant l'usage général de ces dernières.

II.3.1. Besoins domestiques

La consommation domestique moyenne est généralement rapportée au nombre d'habitants. Elle est alors exprimée en litres par jour et par habitant (l/jour/hab). Cette consommation varie en fonction de plusieurs facteurs à savoir le niveau de vie, les habitudes, la disponibilité de l'eau, le climat, le prix de l'eau, la forme de la fourniture de l'eau (MAHMOUD, Alimentation en eau potable, 2002). Dans notre cas, elle est prise égale à 150 l/jour/hab.

Les besoins domestiques journaliers des différentes zones d'étude sont représentés dans le tableau II.2.

Tableau II.2. besoins en eau domestique actuels et futurs

Ville	Zone	Population		Dotation (l/j/hab.)	Débit moyen journalier (m ³ /j)	
		2016	2041		2016	2041
Didouche Mourad	Zone Hôpital	21154	45379	150	3173,10	6806,91
	Zone RHP + Kser Kellal	35318	75765		5297,70	11364,70
				Total	8470,80	18171,60

II.3.2. Besoins scolaires

Les besoins en eau scolaires journaliers des différentes zones d'études sont représentés dans le tableau II.3.

Tableau II.3. besoins en eau scolaires actuels et futurs

Ville	Zone	Désignation	Nombre d'élèves	Dotation (l/j/élèves)	Débit moyen Journalier (m ³ /j)	
					2016	2041
Didouche Mourad	Zone Hôpital	Écoles	2000	10	20	42,90
		CEM	1300	15	19,5	41,83
		Lycée	700	20	14	30,03
		Technicum	600	20	12	25,74
		Centre médical pédagogique	80	10	0,8	1,72
	Zone RHP + Kser Kellal	Écoles	1360	10	13,6	29,17
		CEM	1640	15	24,6	52,77
		Lycée	900	20	18	38,61
		CFPA	150	20	3	6,44
				Total	125,5	269,22

II.3.3. Besoins sanitaires

Les besoins en eau sanitaires journaliers des différentes zones d'études sont représentés dans le tableau II.4.

Tableau II.4. besoins en eau sanitaires actuels et futurs

Ville	Zone	Désignation	Nombre de lits	Dotation (l/j/lits)	Débit moyen Journalier (m ³ /j)	
					2016	2041
Didouche Mourad	Zone Hôpital	Hôpital	300	350	105	225,25
		Centre de soins	20	200	4	8,58
		Polyclinique	100	300	30	64,36
	Zone RHP + Kser Kellal	Polyclinique	80	300	24	51,48
				Total	163	349,67

II.3.4. Besoins socio-culturels

Les besoins en eau socio-culturels journaliers des différentes zones d'études sont représentés dans le tableau II.5.

Tableau II.5. besoins en eau socio-culturels actuels et futurs

Ville	Zone	Désignation	Capacité	Unité	Dotation (l/j/unité)	Débit moyen Journalier (m ³ /j)	
						2016	2041
Didouche Mourad	Zone Hôpital	Mosquée	1000	Fidèle	10	10	21,45
		Crèche	120	Enfant	10	1,2	2,57
		Bibliothèque	80	Elève	10	0,8	1,72
		Stade	1500	m ²	5	7,5	16,09
		Salle omnisport	200	sportif	50	10	21,45
		Jardin public	200	m ²	3	0,6	1,29
		Maison de jeunes	-	place	-	4	8,58
		centres de loisirs	-	m ²	-	2	4,29
	Zone RHP + Kser Kellal	Mosquée	1800	Fidèle	10	18	38,61
		Crèche	180	Enfant	10	1,8	3,86
		Bibliothèque	120	Elève	10	1,2	2,57
		Stade	2500	m ²	5	12,5	26,81
		Jardin public	300	m ²	3	0,9	1,93
	Total						70,5

II.3.5. Besoins administratifs

Les besoins en eau administratifs journaliers des différentes zones d'études sont représentés dans le tableau II.6.

Tableau II.6. besoins en eau administratifs actuels et futurs (suite ...)

Ville	Zone	Désignation	Capacité	Dotation (l/j/unité)	Débit moyen journalier (m ³ /j)	
					2016	2041
Didouche Mourad	Zone Hôpital	Siege APC	1	500	0,5	1,07
		Antenne APC	1	500	0,5	1,07
		Agence PTT	1	500	0,5	1,07
		Gendarmerie	1	500	0,5	1,07
		Sureté urbaine	1	500	0,5	1,07
		Daïra	1	500	0,5	1,07
		Algérie Poste	1	500	0,5	1,07
		Protection Civile	1	500	0,5	1,07

Tableau II.6. besoins en eau administratifs actuels et futurs (suite et fin)

Ville	Zone	Désignation	Capacité	Dotation (l/j/unité)	Débit moyen journalier (m ³ /j)	
					2016	2041
Didouche Mourad	Zone RHP + Kser Kellal	O.N.A	1	500	0,5	1,07
		Siège commercial Sonelgaz	1	500	0,5	1,07
		Antenne ADE	1	500	0,5	1,07
		Antenne OPGI	1	500	0,5	1,07
		Parc communal	1	500	0,5	1,07
		Centre des impôts	1	500	0,5	1,07
		Subdivision service agricole	1	500	0,5	1,07
Total					7,5	16,09

II.3.6. Besoins commerciaux

Les besoins en eau commerciaux journaliers des différentes zones d'études sont représentés dans le tableau II.7.

Tableau II.7. besoins en eau commerciaux actuels et futurs

Ville	Zone	Désignation	Capacité	Dotation (l/j/unité)	Débit moyen journalier (m ³ /j)	
					2016	2041
Didouche Mourad	Zone Hôpital	Cafés	6	500	3	6,44
		Boulangeries	2	800	1,6	3,43
		Restaurants	2	500	1	2,15
		Bains douches	2	2000	4	8,58
		Abattoir	1	2000	2	4,29
		Marché hebdomadaire	1	100	0,1	0,21
		Station d'essence	1	500	0,5	1,07
		Centre commercial	1	100	0,1	0,21
		Marché couvert	2	500	1	2,15
		Marché quotidien	2	300	0,6	1,29
		Gare SNTF	2	500	1	2,15
	Gare SNTV	1	500	0,5	1,07	
	Zone RHP + Kser Kellal	Cafés	3	500	1,5	3,22
		Boulangeries	1	800	0,8	1,72
		Restaurants	1	500	0,5	1,07
		Bains douches	1	2000	2	4,29
		Station lavage	1	2000	2	4,29
	Station d'essence	1	500	0,5	1,07	
	Total					22,7

II.3.7. Besoin de la zone industrielle actuel et futur

Le besoin en eau journalier de la zone industrielle actuel et futur est représenté dans le tableau II.8.

Tableau II.8. besoin de la zone industrielle actuel et futur

Désignation	Débit moyen Journalier (m ³ /j)
Zone industrielle	560

II.3.8. Besoin de la zone cimenterie actuel et futur

Le besoin en eau journalier de la cimenterie actuel et futur est représenté dans le tableau II.9.

Tableau II.9. besoin de la zone cimenterie actuel et futur

Désignation	Débit moyen Journalier (m ³ /j)
Cimenterie ERCE	680

II.3.9. Besoin de la zone ferme Dingly actuel et futur

Le besoin en eau journalier de la ferme Dingly actuel et futur est représenté dans le tableau II.10.

Tableau II.10. besoin de la zone ferme Dingly actuel et futur

Désignation	Débit moyen Journalier (m ³ /j)
Ferme Dingly	72

II.3.10. Récapitulatif des différents besoins

Les besoins en eau actuels et futurs des différentes catégories de consommation des zones d'études sont représentés dans les deux tableaux (II.11) et (II.12) respectivement.

Tableau II.11. récapitulatif des différents besoins actuels

Ville	Zone	Besoin domestique (m ³ /j)	Besoin Scolaire (m ³ /j)	Besoin Sanitaire (m ³ /j)	Besoin socio-culturel (m ³ /j)	Besoin Administratif (m ³ /j)	Besoin Commercial (m ³ /j)	Totaux des Besoins (m ³ /j)
Didouche Mourad	Zone Hôpital	3173,10	66,30	139	36,10	4,00	15,40	3433,90
	Zone RHP + Kser Kellal	5297,70	59,20	24	34,40	3,50	7,30	5426,10
	Ferme Dingly	-	-	-	-	-	-	72,00
	Zone Industrielle	-	-	-	-	-	-	560,00
	Cimenterie	-	-	-	-	-	-	680,00
Totaux		8470,80	125,50	163,00	70,50	7,50	22,70	10172,00

Tableau II.12. récapitulatif des différents besoins à l'horizon 2041

Ville	Zone	Besoin domestique (m ³ /j)	Besoin Scolaire (m ³ /j)	Besoin Sanitaire (m ³ /j)	Besoin socio-culturel (m ³ /j)	Besoin Administratif (m ³ /j)	Besoin Commercial (m ³ /j)	Totaux (m ³ /j)
Didouche Mourad	Zone Hôpital	6806,91	142,23	298,18	77,44	8,58	33,04	7366,37
	zone RHP + Kser Kellal	11364,70	127,00	51,48	73,79	7,51	15,66	11640,14
	Ferme Dingly	-	-	-	-	-	-	72,00
	Zone Industrielle	-	-	-	-	-	-	560,00
	Cimenterie	-	-	-	-	-	-	680,00
Totaux		18171,60	269,22	349,67	151,24	16,09	48,70	20318,51

II.3.11. Majoration de la consommation moyenne journalière

Afin d'éviter toutes erreurs de sous dimensionnement du réseau en raison de diverses fuites qui peuvent se produire, on prévoit une majoration de la consommation moyenne journalière.

La majoration de la consommation moyenne journalière peut être exprimée par la formule (II.3) (DIOP, 2002).

$$Q_{\text{majoré}} = m \times Q_{\text{moy,j}} \quad (\text{II.3})$$

$Q_{\text{majoré}}$: débit moyen journalier majoré (m³/j).

$Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen journalier (m³/j).

m : coefficient de majoration prenant en compte les pertes imprévisibles dans le réseau selon le niveau d'entretien.

Les valeurs de m retrouvées dans la littérature (DIOP, 2002), (MAHMOUD, Alimentation en eau potable, 2002) sont:

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

En supposant que le réseau est bien entretenu, le coefficient de majoration est pris égal à 1.2.

La majoration de la consommation moyenne journalière pour les différentes zones d'études est représentée dans le tableau II.13.

Tableau II.13. majoration de la consommation moyenne journalière actuelle et future

Ville	Zone	Besoin (m ³ /j)		m	Besoin majoré (m ³ /j)		Besoin majoré (l/s)	
		2016	2041		2016	2041	2016	2041
Didouche Mourad	Zone Hôpital	3433,90	7366,37	1,20	4120,68	8839,65	47,69	102,31
	Zone RHP + Kser Kellal	5426,10	11640,14	1,20	6511,32	13968,17	75,36	161,67
	Ferme Dingly	72,00	72,00	1,20	86,40	86,40	1,00	1,00
	Zone Industrielle	560,00	560,00	1,20	672,00	672,00	7,78	7,78
	Cimenterie	680,00	680,00	1,20	816,00	816,00	9,44	9,44
Totaux		10172,00	20318,51	1,20	12206,40	24382,22	141,28	282,20

II.4. Variation de la consommation journalière

La consommation n'est pas constante tous les jours de l'année. Elle subit des fluctuations selon les mois de l'année, selon les semaines du mois, selon les jours de semaine et selon les heures de la journée. Cette variation reflète dans le temps le rythme des activités humaines (DIOUF & DIOUF, 2005).

II.4.1. Débits maximums journaliers

Il reflète le débit satisfaisant les besoins d'un logement pendant le jour où la demande est à son maximum. Pour calculer ce débit, on introduit la notion du coefficient de pointe journalier qui varie pour tenir compte des gaspillages, des pertes, ainsi que des erreurs d'estimation (MORARECH, 2015).

Le débit maximum journalier peut être exprimé par la formule (II.4).

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{majoré}} \quad (\text{II.4})$$

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m³/j).

$Q_{\text{majoré}}$: débit moyen journalier majoré (m³/j).

$K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération, sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3. Il est pris égal à 1.2 dans notre cas.

Les débits maximums journaliers pour les différentes zones d'études sont représentés dans le tableau II.14.

Tableau II.14. débits maximums journaliers

Ville	Zone	Besoin majoré (l/s)		$K_{max,j}$	Débit maximum journalier (l/s)		Débit maximum journalier (m ³ /j)	
		2016	2041		2016	2041	2016	2041
Didouche Mourad	Zone Hôpital	47,69	102,31	1,20	57,23	122,77	4 944,82	10 607,58
	Zone Cimenterie	9,44	9,44	1,20	11,33	11,33	979,20	979,20
Didouche Mourad	Ferme Dingly	1,00	1,00	1,20	1,20	1,20	103,68	103,68
	Zone Industrielle	7,78	7,78	1,20	9,33	9,33	806,40	806,40
	Zone RHP + Kser Kellal	75,36	161,67	1,20	90,44	194,00	7 813,58	16 761,80
Totaux		141,28	282,20	1,20	169,53	338,64	14 647,68	29 258,66

II.4.2. Débits minimums journaliers

Le débit minimum journalier peut être exprimé par la formule (II.5).

$$Q_{min,j} = K_{min,j} \times Q_{majoré} \quad (II.5)$$

$Q_{min,j}$: débit minimum journalier (m³/j).

$Q_{majoré}$: débit moyen journalier majoré (m³/j).

$K_{min,j}$: coefficient d'irrégularité minimal qui varie entre 0.7 et 0.9. Il est pris égal à 0.8 dans notre cas.

Les débits minimums journaliers pour les différentes zones d'études sont représentés dans le tableau II.15.

Tableau III.15. débits minimums journaliers

Ville	Zone	Besoin (l/s)		$K_{min,j}$	Débit minimum journalier (l/s)		Débit minimum journalier (m ³ /j)	
		2016	2041		2016	2041	2016	2041
Didouche Mourad	Zone Hôpital	47,69	102,31	0,80	38,15	81,85	3296,54	7071,72
	Zone RHP + Kser Kellal	75,36	161,67	0,80	60,29	129,33	5209,06	11174,54
	Ferme Dingly	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	69,12	69,12
	Zone Industrielle	7,78	7,78	0,80	6,22	6,22	537,60	537,60
	Cimenterie	9,44	9,44	0,80	7,56	7,56	652,80	652,80
Totaux		141,28	282,20	0,80	113,02	225,76	9765,12	19505,77

II.5. Variation de la consommation horaire

II.5.1. calcul des débits moyens horaires

La consommation moyenne horaire est donnée par la formule (II.6).

$$Q_{\text{moy,h}} = \frac{Q_{\text{max,j}}}{24} \quad (\text{II.6})$$

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire (m^3/h).

$Q_{\text{max,j}}$: débit maximum journalier (m^3/j).

Les débits moyens horaires pour les différentes zones d'études sont représentés dans le tableau II.16.

Tableau II.16. débits moyens horaires

Ville	Zone	Débit maximum journalier (m^3/j)		Débit moyen horaire (m^3/h)	
		2016	2041	2016	2041
Didouche Mourad	Zone Hôpital	4944,82	10607,58	206,03	441,98
	Zone RHP + Kser Kellal	7813,58	16761,80	325,57	698,41
	Ferme Dingly	103,68	103,68	4,32	4,32
	Zone Industrielle	806,40	806,40	33,60	33,60
	Zone Cimenterie	979,20	979,20	40,80	40,80
Totaux		14647,68	29258,66	610,32	1219,11

II.5.2. Calcul des débits maximums horaires

Le débit maximum horaire peut être exprimé par la formule (II.7).

$$Q_{\text{max,h}} = P_g \times Q_{\text{max,j}} \quad (\text{II.7})$$

$Q_{\text{max,h}}$: débit maximal horaire (m^3/h).

$Q_{\text{max,j}}$: débit moyen horaire (m^3/j).

P_g : plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%) correspondant au $k_{\text{max,h}}$ calculé.

La valeur de $k_{\text{max,h}}$ varie en fonction de α_{max} et β_{max} tel que :

$$K_{\text{max,h}} = \alpha_{\text{max}} \times \beta_{\text{max}} \quad (\text{II.8})$$

α_{max} : coefficient qui dépend du niveau de vie et du confort, il varie entre 1,2 et 1,4. Il est pris égal à 1.2 dans notre cas.

β_{\max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitants.

Les valeurs de β_{\max} sont obtenues par interpolation en utilisant les valeurs représentées dans le tableau II.17.

Tableau II.17. valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitant

Nombre d'habitants	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	1000000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1

Le calcul du débit maximum horaire actuel de la Ville Didouche Mourad est représenté dans le tableau II.18.

Tableau III.18. débit maximum horaire actuel

Ville	zone	Nombre d'habitant	α_{\max}	β_{\max}	$k_{\max,h}$	P_g (%)	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\max,h}$ (m ³ /h)
Didouche Mourad	zone hôpital	21154	1,20	1,19	1,43	6,05	4 944,82	29916,16
	zone RHP + Kser Kellal	35318	1,20	1,15	1,38	5,85	7 813,58	45709,44

Le calcul du débit maximum horaire futur de la Ville Didouche Mourad est représenté dans le tableau II.19.

Tableau III.19. débit maximum horaire futur

Ville	zone	Nombre d'habitant	α_{\max}	β_{\max}	$k_{\max,h}$	P_g (%)	$Q_{\max,j}$ (m ³ /j)	$Q_{\max,h}$ (m ³ /h)
Didouche Mourad	zone hôpital	45379	1,20	1,14	1,37	5,60	10 607,58	59402,45
	zone RHP + Kser Kellal	75765	1,20	1,12	1,34	5,60	16 761,80	93866,08

II.6. Bilan besoins-ressources

Le bilan besoins-ressources est un comparatif entre les besoins en eau des différentes zones alimentées et la capacité des ressources utilisées. Ce bilan a pour but de s'assurer si les ressources utilisées sont suffisantes pour satisfaire les besoins de pointe des différentes zones alimentées.

II.6.1. Bilan besoins-ressources en situation actuelle

Le bilan besoin-ressource en situation actuelle de la Ville Didouche Mourad est représenté dans le tableau II.20.

Tableau II.20. bilan besoin-ressource en situation actuelle de la Ville Didouche Mourad

Ville	Zone	Source d'alimentation	Débit maximum journalier actuel (l/s)	Capacité de la ressource (l/s)	Excédent/Déficit (+) (-) (l/s)
Didouche Mourad	Zone Hôpital	F6	57,23	40	- 17,23
	Ferme Dingly	F1+F3	21,87	55	+ 33,13
	Zone Industrielle				
	Zone Cimenterie				
Zone RHP + Kser Kellal	F4+ excès de (F1+F3)	90,44	73,13	- 17,31	

II.6.2. Bilan besoins-ressources en situation future

A partir des besoins futurs et la capacité des ressources exploitées actuelles, Le bilan besoin-ressource à l'horizon d'étude de la ville Didouche Mourad est représenté dans le tableau II.21.

Tableau II.21. bilan besoin-ressource en situation future de la Ville Didouche Mourad

Ville	Zone	Source d'alimentation	Débit maximum journalier futur (l/s)	Capacité de la ressource (l/s)	Excédent/Déficit (+) (-) (l/s)
Didouche Mourad	zone Hôpital	F6	122,77	40	- 82,77
	Ferme Dingly	F1+F3	21,87	55	+ 33,13
	Zone Industrielle				
	Zone Cimenterie				
Zone RHP + Kser Kellal	F4+ excès de (F1+F3)	194,00	73,13	- 120,87	

II.6.3. Bilan besoin-ressource en situation actuelle et future

Le bilan besoin-ressource de la ville Didouche Mourad en situation actuelle et future est récapitulé dans les tableaux II.22.

Tableau II.22. bilan besoin-ressource en situation actuelle et future

Ville	L'horizon d'étude	Débit maximum journalier (l/s)	Capacité des ressources (l/s)	Excédent/Déficit (+) (-) (l/s)
Didouche Mourad	2016	169,53	135	-34,53
	2041	338,64		-203,64

D'après le bilan Besoin-ressource, on constate que les ressources exploitées ne permettent pas de satisfaire les besoins en eau actuels et futurs des différentes zones durant la période de consommation de pointe. Cela peut être expliqué par la forte progression de la demande en eau qui évolue avec l'accroissement rapide de la population et de leur mode de vie. Un renforcement des ressources doit évidemment être envisagé, cela fera l'un des objets à traiter dans le chapitre suivant.

II.7. Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'évaluer les besoins en eau potable des différentes catégories de consommation de la ville Didouche Mourad. Par conséquent le total de ces besoins en eau actuels et à l'horizon 2041 sont estimés à 169,53 l/s et 338,64 l/s respectivement.

Le bilan besoin-ressource est déficitaire en situation actuelle et à l'horizon 2041. Pour pallier au risque de pénurie d'eau on propose de mobiliser de nouvelles ressources. Ces dernières devront couvrir un déficit journalier estimé à 203,64 l/s.

Chapitre III

III.1. Introduction

En général l'alimentation en eau potable d'un centre quelconque comporte plusieurs éléments. On retrouve des stations de pompage, des conduites de refoulement, des réservoirs de stockage, des conduites de distribution, des ouvrages de protection, etc. Ces éléments pris un par un jouent des rôles particuliers. L'ensemble de ces éléments garantit l'alimentation en eau potable des citoyens.

Pour mener à bien ce chapitre, il sera composé de trois parties principales. La première partie est destinée à la conception du système de production c'est-à-dire la restructuration de l'ancien système afin d'aboutir à un nouveau système de production. Le but est de pallier à la mauvaise répartition et exploitation des ressources disponibles constatées dans les deux chapitres précédents.

La deuxième partie est réservée au dimensionnement de tous les éléments constitutifs du réseau d'eau potable. Les études qui ont été menées dans cette partie ont suscité une démarche bien déterminée. Elle consiste tout d'abord à la vérification de la capacité de la bache et des réservoirs existants et si nécessaire à la conception et le dimensionnement de nouveaux réservoirs de manière à satisfaire les besoins futurs des zones à alimenter. Leur dimensionnement doit impérativement conserver la qualité d'eau stockée et faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien. Ensuite, on procède au dimensionnement des conduites d'adduction en appliquant une étude technico-économique sous un programme de calcul élaboré sous Matlab. Son exploitation permet d'avoir un réseau techniquement performant et économiquement peu coûteux. Une autre étude technico-économique est réalisée pour le choix des pompes de la station de pompage et des forages. Elle repose sur quatre marques à savoir KSB, CAPRARI, SIHI et PANELLI afin d'aboutir à une sélection optimale. Les résultats de cette partie nous permettront par la suite de modéliser l'ensemble du système de production sous le logiciel EPANET afin de vérifier la capacité de la bache d'aspiration.

Dans la troisième partie, on va assurer la protection des installations, cela en analysant le phénomène du coup de bélier apparaissant sur les conduites de refoulement. Pour se faire un programme de simulation et de calcul est élaboré sous le logiciel Matlab ; ceci en appliquant la méthode de Bergeron.

III.2. Conception du nouveau système de production

Pour pallier au risque de pénurie d'eau constaté dans le chapitre précédent, on propose de renforcer le système de production d'eau potable en mobilisant de nouvelles ressources. Ces nouvelles ressources représentent deux forages FG et FD dont la capacité est de 125 l/s et 142 l/s respectivement. Ils vont combler le déficit de la situation actuelle et également les besoins de pointe de la situation future.

La localisation des six forages composant le nouveau système de production est mentionnée dans la figure III.1.



Figure III.1. localisation des six forages du nouveau système de production

Pour remédier à la mauvaise répartition et exploitation des ressources disponibles une réorganisation du système de production en eau potable de la ville Didouche Mourad est envisagée. Cette restructuration comprend quelques changements au niveau des forages, des stations de pompage et évidemment au niveau du réseau d'adduction.

Sur les trois stations de pompage existantes, SP3 composera le nouveau système de production pour des raisons constatées dans le chapitre I. Le débit des six forages sera donc collecté dans la bache d'aspiration 2 en raison de sa proximité à la station de pompage.

Un schéma synoptique résume la nouvelle structure du système de production du champ captant Ain Skhouna (Planche N° 2).

III.3. Dimensionnement du nouveau système de production

III.3.1. Capacité des réservoirs terminaux

Le système d'alimentation en eau potable de la ville Didouche Mourad est constitué de plusieurs réservoirs de distribution. Ces derniers sont nommés suivant la zone qu'ils alimentent. Le tableau III.1 résume leurs capacités existantes.

Tableau III.1. capacité des réservoirs existants de la ville Didouche Mourad

Ville	Nom du réservoir	Capacité (m ³)
Didouche Mourad	Zone Hôpital	1000
	Zone RHP + Kser Kellal	1000
	Zone Ferme Dingly	300
	Zone Industrielle	2 x 1000
	Zone Cimenterie	2 x 1000

La vérification des capacités des réservoirs existants par rapport aux débits de pointes futurs calculés dans le chapitre évaluation des besoins est primordiale.

En raison de la diversité des zones à alimenter et de l'indisponibilité de quelques régimes de consommation, deux méthodes de calcul ont été suivies afin d'estimer la capacité des réservoirs nécessaires à la demande future.

- La méthode analytique, en utilisant le régime de variation de la consommation (Annexe1).
- La méthode pratique, sans avoir recours au régime de consommation.

Le calcul de la capacité du réservoir de la zone hôpital et celui de la zone RHP + Kser Kellal se fait à l'aide de la méthode analytique selon la formule (III.1) (MAHMOUD, Alimentation en eau potable, 2002).

$$V_d = \frac{P \times Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{III.1})$$

V_d : réserve de distribution (m^3).

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m^3/j).

P: résidu maximal dans le réservoir (%).

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

Le calcul de la capacité du réservoir de la zone Industrielle et de la zone Cimenterie se fait à l'aide de la méthode pratique. Selon Bonvin (BONVIN, 2005) en alimentation urbaine, la capacité du réservoir doit être prise au minimum égale à 50 % de la plus forte consommation journalière. Le volume peut être calculé par la formule (III.2).

$$V_d = \frac{50 \times Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{III.2})$$

Le calcul de la capacité du réservoir de la zone Ferme Dingly se fait à l'aide de la méthode pratique, suivant la formule (III.3) (DUPONT, 1979), (BONVIN, 2005).

$$V_d = 1.5 \times Q_{\max,j} \quad (\text{III.3})$$

Les deux méthodes citées précédemment calculent seulement la réserve destinée à la distribution. Afin de calculer le volume total du réservoir de distribution, il est nécessaire de rajouter la réserve incendie. En effet, la réserve à prévoir est de $120 m^3$ pour chaque réservoir. La motopompe de lutte contre le feu utilisée par les pompiers est de $60 m^3/h$ et la durée approximative d'extinction d'un sinistre moyen est évaluée à 2 heures (MAHMOUD, Alimentation en eau potable, 2002).

Le volume total du réservoir est calculé à l'aide de la formule (III.4).

$$V_T = V_d + V'_i \quad (III.4)$$

V_T : volume total du réservoir (m³).

V_d : réserve de distribution (m³).

V'_i : réserve incendie (m³).

III.3.1.1. Capacité du réservoir de la zone Hôpital

Le calcul du résidu dans le réservoir zone Hôpital est représenté dans le tableau III.2.

Tableau III.2. variation du résidu dans le réservoir zone Hôpital

Heure	Régime de l'apport (%)	Régime de consommation (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	3	2	-	2
1-2	5	3,2	1,8	-	3,8
2-3	5	2,5	2,5	-	6,3
3-4	5	2,6	2,4	-	8,7
4-5	5	3,5	1,5	-	10,2
5-6	5	4,1	0,9	-	11,1
6-7	5	4,5	0,5	-	11,6
7-8	5	4,9	0,1	-	11,7
8-9	5	4,9	0,1	-	11,8
9-10	5	5,6	-	-0,6	11,2
10-11	5	4,9	0,1	-	11,3
11-12	5	4,7	0,3	-	11,6
12-13	5	4,4	0,6	-	12,2
13-14	5	4,1	0,9	-	13,1
14-15	5	4,1	0,9	-	14
15-16	5	4,4	0,6	-	14,6
16-17	5	4,3	0,7	-	15,3
17-18	5	4,1	0,9	-	16,2
18-19	0	4,5	-	-4,5	11,7
19-20	0	4,5	-	-4,5	7,2
20-21	0	4,5	-	-4,5	2,7
21-22	0	4,8	-	-4,8	-2,1
22-23	5	4,6	0,4	-	-1,7
23-24	5	3,3	1,7	-	0
Totaux	100	100	-	-	-

La capacité future du réservoir zone Hôpital est égale à 2061 m³. Elle dépasse de 1061 m³ la capacité du réservoir existant. On propose de projeter un autre réservoir ayant un volume de 1100 m³ qui sera jumelé avec le réservoir existant.

III.3.1.2. Capacité du réservoir de la zone RHP + Kser Kellal

Le calcul du résidu dans le réservoir zone RHP + Kser Kellal est représenté dans le tableau III.3.

Tableau III.3. *variation du résidu dans le réservoir zone RHP + Kser Kellal*

Heure	Régime de l'apport (%)	Régime de consommation (%)	Surplus (%)	Déficit (%)	Résidu (%)
0-1	5	3	2	-	2
1-2	5	3,2	1,8	-	3,8
2-3	5	2,5	2,5	-	6,3
3-4	5	2,6	2,4	-	8,7
4-5	5	3,5	1,5	-	10,2
5-6	5	4,1	0,9	-	11,1
6-7	5	4,5	0,5	-	11,6
7-8	5	4,9	0,1	-	11,7
8-9	5	4,9	0,1	-	11,8
9-10	5	5,6	-	-0,6	11,2
10-11	5	4,9	0,1	-	11,3
11-12	5	4,7	0,3	-	11,6
12-13	5	4,4	0,6	-	12,2
13-14	5	4,1	0,9	-	13,1
14-15	5	4,1	0,9	-	14
15-16	5	4,4	0,6	-	14,6
16-17	5	4,3	0,7	-	15,3
17-18	5	4,1	0,9	-	16,2
18-19	0	4,5	-	-4,5	11,7
19-20	0	4,5	-	-4,5	7,2
20-21	0	4,5	-	-4,5	2,7
21-22	0	4,8	-	-4,8	-2,1
22-23	5	4,6	0,4	-	-1,7
23-24	5	3,3	1,7	-	0
Totaux	100	100	-	-	-

La capacité future du réservoir zone RHP + Kser Kellal est égale à 3187 m³. Elle dépasse de 2187 m³ la capacité du réservoir existant. On propose de projeter un réservoir ayant un volume de 2200 m³ qui sera jumelé avec le réservoir existant.

III.3.1.3. Capacité du réservoir de la zone Ferme Dingly

La capacité future du réservoir zone Ferme Dingly est égale à 276 m³. De ce fait la capacité du réservoir existant est suffisante.

III.3.1.4. Capacité du réservoir de la zone Industrielle

La capacité future du réservoir zone Industrielle est égale à 523 m³. Comme la capacité des réservoirs existants est largement suffisante, on propose de choisir un seul réservoir et le raccorder au réseau d'eau potable.

III.3.1.5. Capacité du réservoir de la zone Cimenterie

La capacité future du réservoir zone Cimenterie est égale à 610 m³. Comme la capacité des réservoirs existants est largement suffisante, on propose de faire le choix d'un seul réservoir et le raccorder au réseau d'eau potable.

Un récapitulatif des capacités des réservoirs futures retenues est représenté dans le tableau III.4.

Tableau III.4. récapitulatif des capacités des réservoirs futures

Ville	Nom du réservoir	Capacité projetée (m ³)
Didouche Mourad	Zone Hôpital	1000 + 1100
	Zone RHP + Kser Kellal	1000 + 2200
	Zone Ferme Dingly	300
	Zone Industrielle	1000
	Zone Cimenterie	1000

III.3.1.6 Dimensionnement des réservoirs projetés

Selon André Dupont (DUPONT, 1979), la section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10000 m³. De ce fait on choisira une section circulaire pour tous les réservoirs projetés du réseau. Le diamètre du réservoir sera donc calculé suivant la formule (III.5).

$$D_r = \sqrt{\frac{4 \times V_r}{\pi \times H_r}} \quad (III.5)$$

D_r: diamètre du réservoir (m).

V_r: volume du réservoir (m³).

H_r: hauteur de l'eau dans le réservoir, comprise entre 5 m et 6 m (DUPONT, 1979). On prend H_r =5 m.

Tableau III.5. dimensionnement des réservoirs projetés

Réservoir projeté	Capacité (m ³)	Diamètre (m)
Zone Hôpital	1100	17
Zone RHP + Kser Kellal	2200	24

III.3.2. Dimensionnement des conduites d'adduction

III.3.2.1. Tracé des conduites

Les conduites d'adduction reliant les forages et la bêche d'aspiration ainsi que celles reliant la station de pompage et les réservoirs terminaux devront être tracées le long des voies de communication existantes, pour faciliter la pose et la maintenance ultérieure des installations. Le tracé est conçu de manière à avoir un profil direct, régulier et le plus court possible à fin de réduire les frais d'investissement. Le tracé à adopter doit aussi éviter les traversées de propriétés privées nécessitant des expropriations et suivre les voies publiques.

Le tracé des conduites d'adduction reliant les forages et la bêche d'aspiration ainsi que celles reliant la station de pompage et les réservoirs terminaux est représenté sur la Planche N° 3 et la Planche N° 4 respectivement.

III.3.2.2. Choix du type de la conduite

Notre choix s'est porté sur le PEHD, vu les avantages qu'ils présentent (Groupe Chiali, 2012) :

- **Ductilité** : la ductilité inhérente au PEHD permet aux conduites d'absorber les impacts, les vibrations et les contraintes.
- **Flexibilité** : la propriété de flexibilité et l'aptitude à se déformer sans dommage permanent, permettant en outre aux conduites d'être cintrées dans le cas de tracé difficile ou de changement de direction.
- **Adaptabilité** : son aptitude à s'adapter aux mouvements du sol est particulièrement dans les terrains potentiellement instables, au-dessus des carrières ou encore des zones sismiques.
- **Étanchéité** : le mode d'assemblage du PEHD (soudage par électro fusion et soudage bout à bout) confère aux réseaux une étanchéité quasiment parfaite.
- **Résistance aux coups de bélier** : la nature de la matière utilisée limite les efforts du coup de bélier par un effet d'amortissement rapide selon la formule d'Allievi.

III.3.2.3. Dimensionnement des conduites d'adduction

Les conduites d'adduction reliant les forages et la bêche d'aspiration ainsi que celles reliant la station de pompage et les réservoirs terminaux sont dimensionnées à l'aide d'une étude technico-économique. A cet effet, on a procédé comme suit :

III.3.2.3.1. Choix de la gamme des diamètres

La gamme des diamètres des canalisations représente l'ensemble des diamètres compris entre le diamètre maximal et minimal correspondant respectivement aux vitesses minimales et maximales 0.5 m/s à 1.5 m/s. En effet, une vitesse inférieure à 0,50 m/s favorise la formation de dépôts dans la conduite, parfois difficiles à évacuer, et l'air s'achemine difficilement vers les points hauts. D'autre part, les grandes vitesses risquent de créer des difficultés d'exploitation exemples le coup de bélier, la cavitation, les fuites, etc. (MAHMOUD, Alimentation en eau potable, 2002)

III.3.2.3.2. Détermination des frais d'investissement de la conduite

Les frais d'investissement de la conduite peuvent être exprimés par la formule (III.6). (BEDJAOUI, Pr. ACHOUR, & M. BOUZIANE, 2005)

$$F_{inv} = K_1 \times L \times a \quad (III.6)$$

F_{inv} : frais d'investissements de la conduite en (DA).

K_1 : coût en (DA/mL) d'un mètre linéaire de la conduite en tenant compte des frais de pose.

L : longueur de la conduite en mètre (m).

A : annuité d'amortissement. Elle peut être exprimée par la formule (III.7) (BEDJAOUI, Pr. ACHOUR, & M. BOUZIANE, 2005).

$$A = \frac{i}{(i+1)^{n_1} - 1} + i \quad (III.7)$$

i : taux d'annuité $\approx 8\%$.

n_1 : nombre d'années d'amortissement ($n=25$ ans).

III.3.2.3.3. Détermination du coût d'installation des pompes

Le coût d'installation des pompes peut être exprimé par la formule (III.8) (BEDJAOUI, Pr. ACHOUR, & M. BOUZIANE, 2005).

$$F_{\text{inst}} = K_2 \times P \times A \quad (\text{III.8})$$

F_{inst} : frais d'installation des pompes (DA).

K_2 : coût d'un KW d'énergie électrique (DA).

P : puissance réelle (KW). Elle peut être exprimée par la formule (III.9) (LENCASTRE, 2005).

$$P = \frac{\rho \ g \ Q \ H_{\text{mt}}}{\eta \ 1000} \quad (\text{III.9})$$

η : rendement de la pompe $\approx 74\%$.

Q : débit refoulé (m^3/s).

ρ : masse volumique de l'eau (kg/m^3).

H_{mt} : hauteur totale d'élévation (m). Elle peut être exprimée par la formule (III.10).

$$H_{\text{mt}} = H_{\text{g}} + J_{\text{t}} \quad (\text{III.10})$$

H_{g} : hauteur géométrique (m).

J_{t} : perte de charge totale. Elle peut être exprimée par la formule (III.11).

$$J_{\text{t}} = 1.1 \ J_1 \quad (\text{III.11})$$

J_1 : perte de charge linéaire. Elle peut être exprimée par la formule de Darcy Weisbach (III.12) (LENCASTRE, 2005).

$$J_1 = \lambda \frac{L \ V^2}{D \ 2g} \quad (\text{III.12})$$

L : longueur de la conduite (m).

D_{h} : diamètre hydraulique de la section (m) qui, dans le cas de la conduite circulaire, coïncide avec le diamètre géométrique.

V : vitesse d'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

λ : coefficient de perte de charge, ou facteur de résistance, est sans dimension et fonction du nombre de Reynolds Re et de la rugosité relative K/D . Pour les écoulements situés dans la zone de transition entre le turbulent lisse et le turbulent rugueux, le coefficient de perte charge peut être exprimé par la formule (III.13) dont la résolution se fait par itérations successives (HUG, 1975).

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71 D_{\text{int}}} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right] \quad (\text{III.13})$$

K : coefficient de rugosité de la conduite (mm). Sa valeur est comprise entre 0.01 mm et 0.02 mm pour le PEHD (Groupe Chiali, 2012).

D_{int} : diamètre intérieur de la conduite (m).

Re : nombre de Reynolds (sans dimension). Il peut être exprimé par la formule (III.14) (LENCASTRE, 2005).

$$\text{Re} = \frac{V \times D}{\nu} \quad (\text{III.14})$$

V : vitesse d'écoulement (m/s). Elle peut être exprimée par la formule (III.15) (LENCASTRE, 2005).

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi D_{\text{int}}^2} \quad (\text{III.15})$$

ν : viscosité cinématique de l'eau. A une température de 20°C la viscosité cinématique est de $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ (LENCASTRE, 2005).

III.3.2.3.4. Détermination des frais d'exploitation ou de fonctionnement des pompes

Les frais d'exploitation ou de fonctionnement des pompes peuvent être exprimés par la formule (III.16). (BEDJAOUI, Pr. ACHOUR, & M. BOUZIANE, 2005)

$$F_{\text{exp}} = K_3 \times P \times T' \times 365 \quad (\text{III.16})$$

F_{exp} : frais d'exploitation des pompes (DA).

K_3 : coût d'un KWh d'énergie électrique (DA).

T' : nombre d'heures de fonctionnement par jours.

P : puissance réelle (KW).

Il y a donc intérêt à choisir un diamètre pour chaque canalisation qui permettra d'obtenir le prix de revient minimal de l'ensemble des frais cités précédemment. Pour cela, nous avons élaboré un programme de calcul exécuté sous le logiciel Matlab de version 7.9.0.529 (R2009b).

III.3.2.4. Description du programme

Le programme élaboré suivant l'algorithme de résolution ci-dessous, donne comme résultat final le diamètre le plus économique, cela en introduisant tous les paramètres qui peuvent intervenir dans le calcul de ce dernier.

Les données à introduire sont comme suit :

- Les diamètres normalisés des canalisations (m).
- Le débit refoulé (m^3/s).
- La longueur de la canalisation (m).
- Le coût unitaire de chaque diamètre normalisé (DA).
- Le coût d'un KW installé à la puissance réelle (DA).
- Le coût d'un KWh d'énergie électrique (DA).

- Le taux d'annuité (%).
- Nombre d'années d'amortissement.
- Nombre d'heures de fonctionnement de la pompe par jours (temps de pompage).
- Le rendement de la pompe (%).
- La hauteur géométrique (m).
- Le coefficient de rugosité des conduites (m).
- L'accélération de la pesanteur (m^2/s).
- La masse volumique d'eau (kg/m^3).

L'algorithme de résolution est comme suit :

- Calcul des vitesses.
- Choix de la gamme de diamètres.
- Calcul du coefficient de frottement.
- Calcul des pertes de charge totale dans chaque canalisation.
- Calcul de la Hmt pour chaque canalisation.
- Calcul de la puissance réelle de fonctionnement de la pompe.
- Calcul du coût total annuel d'installation de chaque canalisation (frais d'investissement + les frais d'exploitation + le coût d'installation de la station de pompage).
- Détermination du diamètre économique correspondant à un prix de revient minimal de l'ensemble des frais.

III.3.2.5. Validation du programme

Ce programme a été validé en tenant compte des différentes notes de calculs établis sous Excel. Par la suite, nous l'avons exécuté pour les différents tronçons d'adductions. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau III.6.

Un profil en long de la conduite reliant la bêche d'aspiration et le réservoir zone Ferme Dingly a été tracé en exploitant le logiciel Covadis, il est représenté sur la Planche N° 6.

Tableau III.6. résultats du programme exécuté

Tronçons	Débit (m^3/s)	Longueur (m)	Vitesse (m/s)	Diamètres extérieurs (mm)	Diamètres intérieurs (mm)	Perte de charge totale (m)	Hmt (m)
F1-bêche d'aspiration	0,03	222,49	1,23	200	176.2	1,65	28,78
F3-bêche d'aspiration	0,03	38,64	1,23	200	176.2	0,29	26,03
F4-bêche d'aspiration	0,04	54,13	1,05	250	220.4	0,23	26,02
F6-bêche d'aspiration	0,04	161,86	1,05	250	220.4	0,69	27,51
FG-bêche d'aspiration	0,125	13,94	1,28	400	352.6	0,05	24,33
FD-bêche d'aspiration	0,142	25,04	1,45	400	352.6	0,11	24,78
Sp3-Réservoir zone Industrielle	0,0112	2529	1,17	125	110.2	30,37	126,37
Sp3-Réservoir Cimenterie	0,014	1350,1	1,47	125	110.2	24,23	109,23
Sp3-réservoir RHP+Kser Kellal	0,233	3039	1,12	630	555.2	5,29	113,29
Sp3- réservoir Ferme Dingly	0,0014	645,5	0,92	50	44	15,33	74,33
Sp3-réservoir zone Hôpital	0,147	2865,5	0,96	500	440.6	4,60	87,60

L'organigramme du programme du diamètre économique est présenté sur la figure III.2.

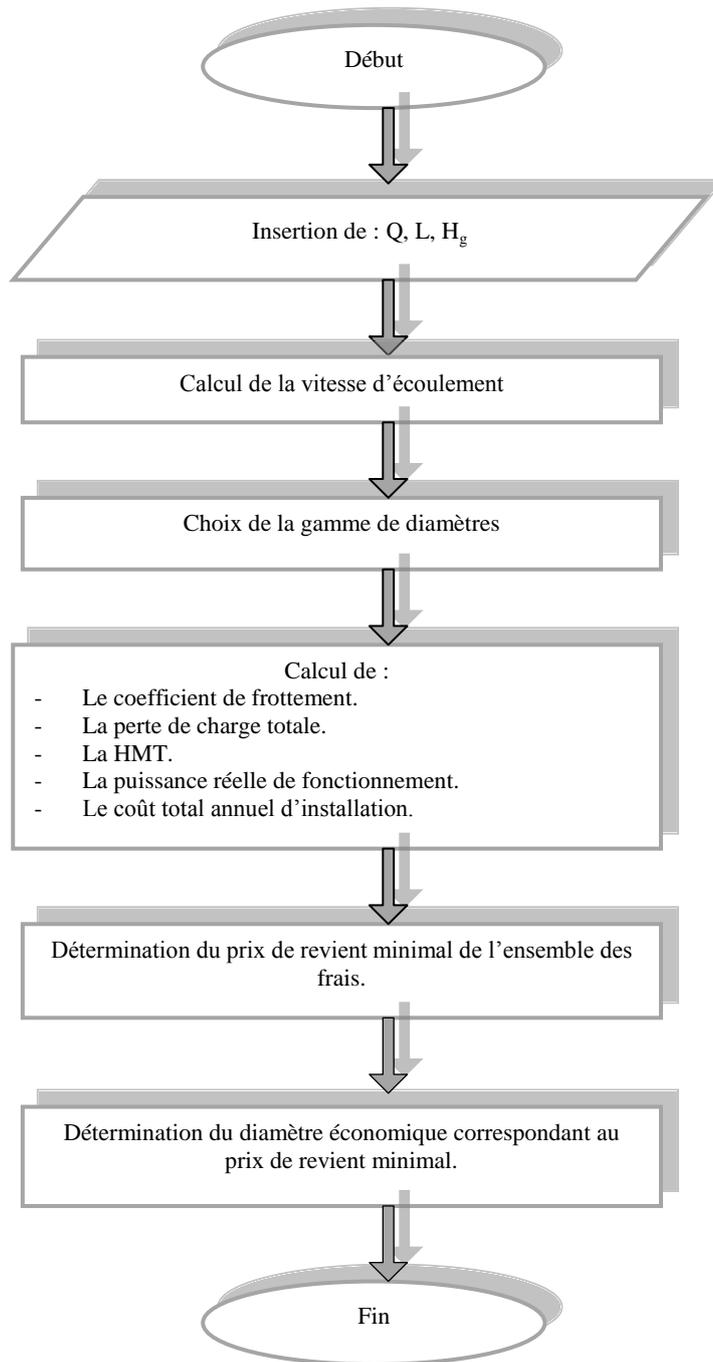


Figure III.2. organigramme du programme du diamètre économique

III.3.3. Pompes

Afin de permettre un bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable, il est important de faire le choix de la pompe adéquate. Le choix d'une pompe nécessite la connaissance de ses caractéristiques. Il s'agit du débit à refouler et de la hauteur de refoulement. On doit les définir au préalable.

III.3.3.1. Description du schéma

Le réseau est composé de 6 forages. Ce qui nécessite 6 pompes immergées. Ces forages débitent vers une seule station de reprise (Bâche d'aspiration). Cette dernière alimente cinq différents réservoirs à travers cinq bras de refoulement figure III.3. Chaque conduite utilise une pompe pour refouler l'eau de la bâche vers l'un des réservoirs. On a donc à choisir un total de 11 pompes.

La figure III.3 représente un schéma descriptif des différents éléments constitutifs du réseau d'adduction.

III.3.3.2. Détermination des points de fonctionnements

III.3.3.2.1. Pompes immergées

La consommation journalière maximale de la ville est de 29 258,66 m³/j. Les six pompes immergées doivent pouvoir débiter un volume d'eau égal à la consommation journalière afin de satisfaire la demande en eau de la ville. Cela revient à un débit de 1462,92 m³/h pour un fonctionnement de 20 h par jour. Le choix de 20 h a pour objectif d'éviter les plages d'heures de pointe où la tarification électrique est élevée. Les points de fonctionnements des pompes immergées sont représentés sur le tableau III.7.

Tableau III.7. point de fonctionnement des pompes immergées

Pompe immergée	Débit (l/s)	Hmt (m)
Forage F1	30	28,78
Forage F3	30	26,03
Forage F4	40	26,02
Forage F6	40	27,51
Forage FG	125	24,33
Forage FD	142	24,78

III.3.3.2.2. Pompes de la station de pompage

En suivant le même principe procédé pour le calcul du débit des pompes immergées, on obtient les points de fonctionnements représentés dans le tableau III.8.

Tableau III.8. point de fonctionnement des pompes de la station de pompage

Pompe	Débit (l/s)	Hmt (m)
Zone Industrielle	11,2	126,37
Zone Cimenterie	14	109,23
Zone RHP+Kser Kellal	233	113,29
Zone Ferme Dingly	1,4	74,33
Zone Hôpital	147	87,60

III.3.3.3. Choix des pompes

Après avoir défini le point de fonctionnement de chaque pompe, une étude technico-économique a été suivie pour le choix des pompes immergées ainsi que celles de la station de pompage.

Le choix a été effectué par une comparaison des prix des pompes de quatre marques différentes, disponibles sur le marché algérien. Ces marques sont : CAPRARI, KSB, SIHI et PANELLI.

Quatre critères techniques ont été pris en considération :

- Répondre au point de fonctionnement requis (Débit, Hmt).
- Offrir un rendement maximal et une puissance minimale afin d'optimiser la consommation d'énergie électrique.
- Offrir une vitesse de rotation minimale qui permet d'éviter l'usure rapide de la pompe.

III.3.3.3.1. Pompes immergées

Le choix des pompes immergées est effectué à partir de l'exploitation des logiciels CAPRARI, KSB et en consultant le catalogue PANELLI. Les résultats de cette sélection sont récapitulés dans le tableau III.9.

Tableau III.9. résultats de la sélection des pompes immergées

Pompe immergée	KSB	Prix (DA)	CAPRARI	Prix (DA)	PANELLI	Prix (DA)
Forage F1	UPA 200B-130/2a	680515	E9S55/2C +	445428	180REC100/2	290765,5
Forage F3	UPA 200B-130/2a	680515	E8S64/2B+	445428	180REC100/2	290765,5
Forage F4	UPA 250C-150/1a	730007	E10S50/1B +	507293	180REC130/2	352630,5
Forage F6	UPA 250C-150/1a	730007	E10S50/1B +	507293	180REC130/2	352630,5
Forage FG	UPA 350-180/1a	1855950	E14S55/1EF	1274419	Néant	
Forage FD	UPA 350-180/1a	2165275	E18S64/1L	1497133	Néant	

III.3.3.3.2. Pompes de la station de pompage

Le choix des pompes de la station de pompage est effectué à partir de l'exploitation des logiciels CAPRARI, KSB et en consultant le catalogue SIHI. Les résultats de la sélection sont représentés dans le tableau III.10.

Tableau III.10. résultats de la sélection des pompes de la station de pompage

Pompe	KSB	Prix (DA)	CAPRARI	Prix (DA)	SIHI	Prix (DA)
Zone Industrielle	Multitec A 65/ 10E-6.1 10.67	1187808	HMU50-1/ 3A	965094	HEGA 6510	804245
Zone Cimenterie	A 65/ 3D-5.1 10.67	1175435	PM 80/ 10 A	853737	HEGA 6510	804245
Zone RHP+Kser Kellal	Omega 250-600 B GB P F	3588170	Néant		Néant	
Zone Ferme Dingly	Multitec A 32/ 13E-2.1 10.61	544412	PM 125/ 3 C	296952	HEGA 2504	259833
Zone Hôpital	Omega 125-290 A GB P F	2598330	Néant		Néant	

Les pompes retenues sont résumées dans le tableau III.11. Leurs fiches techniques sont représentées en Annexe 2.

Tableau III.11. récapitulatif des pompes retenues pour le réseau d'alimentation en eau

Pompe	Débit (m ³ /s)	Hmt (m)	Rendement (%)	Puissance (KW)	Vitesse de rotation (tr/min)	Marque	Type de pompe
Forage F1	0,03	28,78	75	15	2900	PANELLI	180REC100/2
Forage F3	0,03	26,03	75	15	2900	PANELLI	180REC100/2
Forage F4	0,04	26,02	76	18,5	2900	PANELLI	180REC130/2
Forage F6	0,04	27,51	76	18,5	2900	PANELLI	180REC130/2
Forage FG	0,125	24,33	69,1	45	2900	CAPRARI	E14S55/1EF
Forage FD	0,142	24,78	71,5	51	2900	CAPRARI	E18S64/1L
Zone Industrielle	0,0112	126,37	-	20	1450	SIHI	HEGA 6510
Zone Cimenterie	0,014	109,23	-	22	1450	SIHI	HEGA 6510
Zone RHP+Kser Kellal	0,233	113,29	-	22	1450	KSB	Omega 250-600 B GB P F
Zone Ferme Dingly	0,0014	74,33	-	4	2900	SIHI	HEGA 2504
Zone Hôpital	0,147	87,60	81,7	200	2974	KSB	Omega 125-290 A GB P F

Le choix final obtenu est de quatre pompes PANELLI, deux pompes CAPRARI, trois pompes SIHI et deux pompes KSB. Le coût total de l'achat de ces pompes est évalué à 12.113.167,00 DA.

Il faut noter que lors de la sélection des pompes, les logiciels procèdent à l'adaptation automatique du diamètre de la roue (rognage) et ou de la vitesse de rotation afin d'atteindre le point de fonctionnement requis. On peut parfois avoir recourt à des adaptations de l'installation c'est-à-dire la modification du fonctionnement de la pompe à savoir le vannage et la modification du temps de pompage. Cela s'effectue lorsque, l'achat de la pompe est déjà prévu et des erreurs de calcul sont annotées.

III.3.3.4. Etude de la cavitation

L'étude de la cavitation des pompes de la station de pompage et des forages est présentée comme suit :

III.3.3.4.1. Pompes de la station de pompage

Afin d'éviter le risque d'apparition de la cavitation dans les installations de pompage il faut avoir (DUPONT, 1979):

$$NPSH_d > NPSH_r \quad (III.17)$$

NPSH_r: charge nette requise à l'aspiration de la pompe pour un fonctionnement sans cavitation donnée par le constructeur (m).

NPSH_d: charge nette disponible à l'aspiration (m), elle est calculée selon le type d'installation suivant les formules (III.18) et (III.19).

- Pour une installation en charge

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\omega} + H_a - (J_a + h'_0) \quad (\text{III.18})$$

- Pour une installation en dépression

$$\text{NPSH}_d = \frac{P_0}{\omega} - H_a - (J_a + h'_0) \quad (\text{III.19})$$

H_a : hauteur d'aspiration, différence d'altitude entre le plan d'aspiration et le plan d'eau (m).

J_a : pertes de charge à l'aspiration qu'on néglige pour nos calculs (J_a= 0).

h'₀ : tension de vapeur d'eau pompée ; h₀= 0,24 m pour une température T = 20°C.

$\frac{P_0}{\omega}$: pression au plan d'eau (m). Elle est donnée par la formule (III.20).

$$\frac{P_0}{\omega} = 10.33 - (0.0012 \times A_b) \quad (\text{III.20})$$

A_b : altitude de la bêche d'aspiration.

L'installation des pompes de la station de pompage est en charge. A cet effet le NPSH_d est calculé à partir de la formule (III.18). Les résultats de la vérification du risque d'apparition de la cavitation des pompes de la station de pompage sont représentés dans le tableau III.12.

Tableau III.12. étude de la cavitation des pompes de la station de pompage

Pompe	NPSH _r	NPSH _d
Zone Industrielle	1.25	14.42
Zone Cimenterie	1.30	14.42
Zone RHP+Kser Kellal	4.61	14.42
Zone Ferme Dingly	0.90	14.42
Zone Hôpital	8.01	14.42

On remarque qu'il n'y a pas de risque de cavitation dans les installations de la station de pompage.

III.3.3.4.2. Pompes immergées

En raison de l'indisponibilité du NPSH_r de quelques pompes, on ne pourra pas vérifier le risque d'apparition de la cavitation dans les installations des forages.

Dans ce cas, on suppose qu'il n'y aura pas de risque de cavitation du fait que l'installation est en charge.

III.3.4. Dimensionnement de la bache d'aspiration

La bache d'aspiration est un intermédiaire entre les forages et la station de pompage. Il est démontré mathématiquement que le dimensionnement de la bache d'aspiration dépend de la fréquence des démarrages que peuvent assumer les pompes.

Le volume total de la bache d'aspiration peut être exprimé par la formule (III.21).

$$V_t = V_0 + \sum V_j \quad (III.21)$$

V_t : volume total de la bache d'aspiration (m^3).

V_0 : volume de conservation nécessaire pour éviter le dénoyage et le désamorçage de la pompe (m^3). Il peut être défini par la formule (III.22).

$$V_0 = V_{md} + V_s \quad (III.22)$$

V_{md} : volume minimal d'amorçage en fond de la bache ; il est obtenu en multipliant la surface de la bache par une hauteur minimale qui varie de 0.3 m à 0.5 m en fonction des pompes.

V_s : volume de sécurité nécessaire pour assurer que la crépine est constamment recouverte d'eau. Il est obtenu en multipliant la surface de la bache par le plus grand diamètre de la crépine.

V_j : volume utile de rétention ou de marnage dans la bache est compris entre le niveau haut de démarrage et le niveau bas d'arrêt de chaque pompe. Il peut être exprimé par la formule (III.23) préconisée par le fascicule 81, relatif à la construction d'installation de pompage tenant compte d'un fonctionnement en permutation cyclique (SATIN & SELMI, 1995).

$$V_j = \frac{Q' \times t}{4(N-1)} \quad (III.23)$$

Q' : débit d'une pompe ou d'un groupe de pompes (m^3/h).

N : nombre de pompes identiques, $N-1$ excluant la pompe de secours. Dans notre cas $N=3$.

t : durée d'un cycle. Elle peut être exprimée par la formule (III.24).

$$t = \frac{1}{n_2} \quad (III.24)$$

n_2 : nombre maximal de démarrages par heure donné par le constructeur.

Le volume total de la bache d'aspiration ainsi que son diamètre sont représentés dans le tableau III.13.

Tableau III.13. représentation du volume total de la bache et son diamètre

Volume de conservation V_0 (m^3)	volume utile de rétention $\sum V_j$ (m^3)	Volume total de la bache V_t (m^3)	Diamètre de la bache d'aspiration (m)
3,76	30,45	34,22	2,95

Le volume de la bache d'aspiration sera pris égal à $40 m^3$.

III.3.5. Modélisation du système de production sous EPANET

Pour rendre notre étude plus réaliste, on procède à la modélisation (figure III.5) et la simulation du comportement du système de production sur une longue durée. Les valeurs des vitesses obtenues après simulation sont très proches de celles calculées au préalable. Le petit écart est dû à la différence des formules des pertes de charges que nous avons exploité et celles utilisées par Epanet.

En plus, nous avons vérifié la capacité de la bache d'aspiration calculée précédemment. Dans la figure suivante, nous allons visualiser la variation du niveau d'eau dans la bache pendant un temps de 24h. En supposant que le niveau de l'eau au départ de la simulation égal à 2 m, le niveau de l'eau varie dans le temps jusqu'à une stabilisation à 4.37 m, cela à partir de 15 H. Par contre la valeur maximale 4.93 m est obtenue à 14 H et la valeur minimale 0.62 m à 12 H. Le résultat de la simulation est représenté sur la figure III.4.

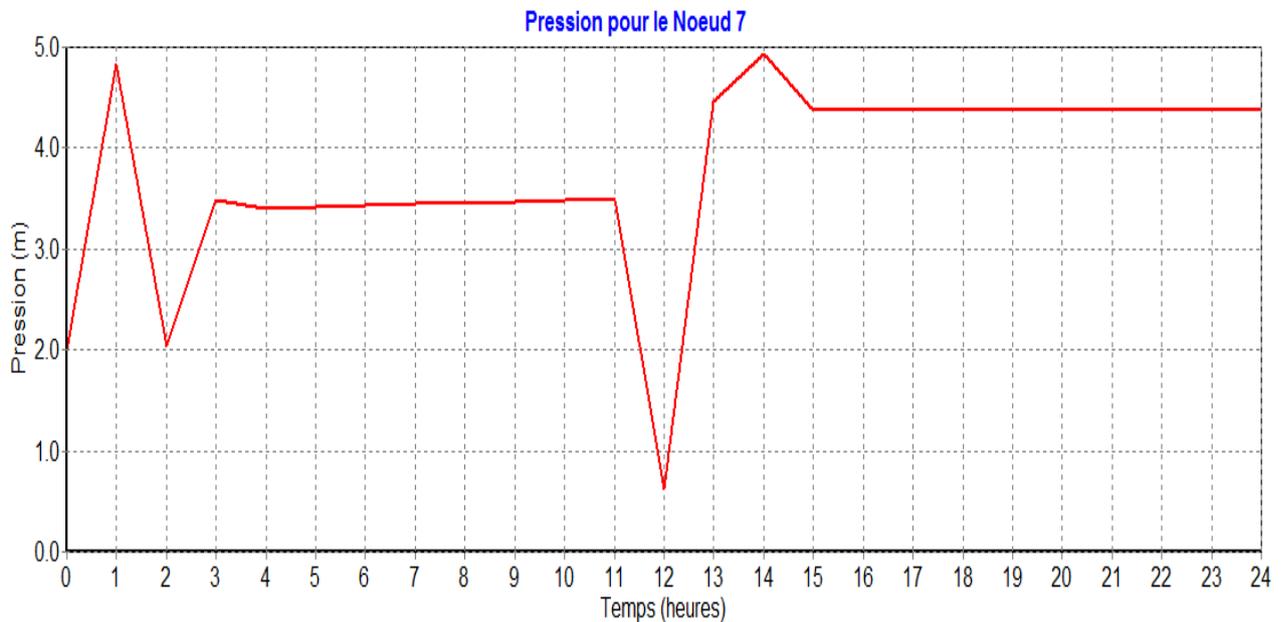


Figure III.4. variation du niveau d'eau dans la bache d'aspiration

D'après les résultats de la simulation, on constate que le niveau d'eau dans la bache varie entre le niveau minimal (hauteur de conservation) et le niveau maximal (hauteur du réservoir). On peut donc conclure que la capacité de la bache d'aspiration calculée par la formule (III.21) est vérifiée.

A cet effet nous optant pour une nouvelle bache d'aspiration au lieu d'exploiter la bache existante ayant un volume de 750 m³. Ce choix se justifie par l'importance du temps de séjour de l'eau dans la bache existante. Ce qui pourrait altérer la qualité de l'eau.

III.3.6. Etude du coup de bélier

Le phénomène du coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des dégâts extrêmement considérables. Il est caractérisé principalement par des surpressions et/ou des dépressions assez importantes ce qui entraîne la rupture des conduites soit par éclatement ou aplatissement. Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets pour des soucis d'économie et de sécurité.

La vérification de l'apparition ou non du phénomène du coup de bélier est une étape indispensable. En effet l'évaluation des surpressions et des dépressions se fait de la manière suivante :

Pour le cas de la surpression, la valeur calculée doit être inférieure à la pression de service (résistance maximale à l'éclatement donné par le constructeur).

Pour le cas de la dépression, les points du tracé en profil en long de la conduite ne doivent pas couper la zone de dépression afin d'éviter le risque de cavitation.

En cas d'apparition des surpressions et/ou des dépressions, on propose pour le réseau d'adduction un réservoir d'air comme moyen de protection. Ce choix est motivé en raison de sa simplicité, son efficacité et sa protection à la fois contre les surpressions et les dépressions.

III.3.6.1. Calcul du coup de bélier

Actuellement, les méthodes générales d'analyse les plus utilisées pour le calcul du coup de bélier sont la méthode de Bergeron (méthode de Schnyder-Bergeron) et la méthode des caractéristiques. Notre choix s'est porté sur la méthode de Bergeron vu sa compréhension rapide des phénomènes élastiques qui se produisent dans les régimes transitoires.

La méthode de Bergeron est une méthode graphique qui permet de résoudre tous les problèmes, même les plus complexes. Elle permet, avec une bonne approximation, de tenir compte des pertes de charge. A cet effet, on substitue à la perte de charge répartie sur toute la longueur de la conduite un nombre fini de perte de charge concentrée en quelques points régulièrement espacés de la conduite et représentés par des diaphragmes fictifs. (HUG, 1975).

L'arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupes électropompes peut engendrer le phénomène du coup de bélier. Sa valeur numérique maximale peut être exprimée par la formule (III.25) (DUPONT, 1979).

$$b = \frac{a \times v_0}{g} \quad \text{(III.25)}$$

v_0 : vitesse initiale de l'écoulement (m/s).

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

a : vitesse de l'onde (m/s). Elle peut être exprimée par la formule d'Allievi (III.26) (DUPONT, 1979)

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + \frac{C \times D}{e}}} \quad \text{(III.26)}$$

D : diamètre de la conduite (m).

e : épaisseur de la conduite (m).

C : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation. Sa valeur est de 83 pour le PEHD.

Alors la valeur maximale et minimale de la pression dans la conduite, exprimée en mètre d'eau peut être représentée par les formules (III.27), (III.28) (DUPONT, 1979).

$$H_{\max} = h_0 + b \quad (\text{III.27})$$

H_{\max} : valeur maximale de la pression dans la conduite (m).

h_0 : pression avant l'apparition du coup de bélier (m).

b : valeur maximale du coup de bélier (m).

$$H_{\min} = h_0 - b \quad (\text{III.28})$$

H_{\min} : valeur minimale de la pression dans la conduite (m).

h_0 : pression avant l'apparition du coup de bélier (m).

b : valeur maximale du coup de bélier (m).

Le tableau III.14 récapitule les valeurs maximales et minimales de la pression pour chaque conduite de refoulement.

Tableau III.14. *tableau récapitulatif des dépressions et surpressions des différents tronçons de l'adduction*

Tronçons	Caractéristique de la conduite					a (m/s)	h_0 (m)	b (m)	H_{\max} (m)	H_{\min} (m)	PN (m)
	D (mm)	e (mm)	L (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)						
F1-bâche d'aspiration	200	11,9	222,49	1,23	0,03	260,59	37,13	32,68	69,81	4,45	100
F3-bâche d'aspiration	200	11,9	38,64	1,23	0,03	260,59	35,74	32,68	68,42	3,06	100
F4-bâche d'aspiration	250	14,8	54,13	1,05	0,04	259,96	35,79	27,78	63,57	8,01	100
F6-bâche d'aspiration	250	14,8	161,86	1,05	0,04	259,96	36,82	27,78	64,60	9,04	100
FG-bâche d'aspiration	400	23,7	13,94	1,28	0,125	260,06	34,28	33,94	68,22	0,34	100
FD-bâche d'aspiration	400	23,7	25,04	1,45	0,142	260,06	34,67	38,55	73,22	-3,88	100
Sp3- zone Industrielle	125	7,4	2529	1,17	0,0112	259,96	106	30,56	136,6	75,44	100
Sp3- Cimenterie	125	7,4	1350,1	1,47	0,014	259,96	95	38,90	133,9	56,10	160
Sp3-RHP Kser Kellal	630	34,7	3039	1,12	0,233	251,04	118	24,63	142,6	93,37	100
Sp3- Ferme Dingly	50	3,7	645,5	0,92	0,0014	289,44	69	41,40	110,4	27,59	100
Sp3- zone Hôpital	500	29,7	2865,5	0,96	0,147	260,38	93	25,59	118,6	67,41	100

On remarque d'après le tableau ci-dessus, qu'il existe des surpressions dépassant la pression nominale de service au niveau de quelques tronçons d'adduction. Tandis que les dépressions seront vérifiées par la suite à partir des profils en long. Par conséquent, une protection du phénomène au moyen des réservoirs d'air est nécessaire.

III.3.6.2. Principes de calcul de la méthode de Bergeron

L'épure de Bergeron permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans la conduite après avoir fixé, au préalable, les caractéristiques du réservoir d'air (volume d'air en régime normal) et de son dispositif d'étranglement. Le premier essai conduira peut être à des valeurs inadmissibles pour la surpression ou pour la dépression, ou pour les deux à la fois. Les calculs seront alors recommencés à partir de nouvelles caractéristiques du réservoir, ou de l'étranglement, ou des deux. Cette méthode nécessitera donc quelques tâtonnements. (DUPONT, 1979).

Le principe est comme suit (DUPONT, 1979) :

Dans le diagramme de BERGERON, les abscisses sont graduées selon les vitesses de l'eau dans la conduite au lieu des débits.

- 1) De préférence les calculs du régime transitoire seront faits avec un pas de temps de calcul $\Delta=2L/a$ en prenant L/a comme unité de temps.
- 2) La ligne de référence est l'horizontale passant par le plan d'eau du réservoir d'eau ; elle correspond à la hauteur géométrique de refoulement H_g augmentée de 10 m d'eau pour avoir la pression absolue ($Z_0=H_g+10$).
- 3) On doit tenir compte des pertes de charge dans la conduite, et qui sont par supposition, concentrées en un point fictif au départ de la pompe. Ces pertes de charge sont représentées sur l'épure de BERGERON par la parabole classique, qui n'est autre la caractéristique de la conduite.
- 4) On doit tenir compte des pertes de charges dans l'organe d'étranglement. Celles-ci auront des valeurs différentes selon que l'eau sort du réservoir d'air ou pénètre dans le réservoir d'air.

III.3.6.3. Application des principes de calcul de la méthode de Bergeron

Après l'arrêt brusque du groupe, la masse d'eau continue de monter vers le réservoir d'eau avec une vitesse décroissante. Celle-ci s'annule à un moment donné, et par la suite, toute la masse d'eau descend vers le réservoir d'air avec une vitesse de sens contraire (négative) qui augmente d'abord en valeur absolue puis diminue pour devenir nulle, etc., et le phénomène se poursuit en s'amortissant (DUPONT, 1979). C'est donc un calcul par approximations successives que l'on doit effectuer.

Les principaux calculs seront alors comme suit :

- 1) Les temps se suivent selon des valeurs $T=2L/a$.
- 2) La variation ΔU du volume d'air. Elle peut être exprimée par la formule (III.29).

$$\Delta U = S \times V_m \times T \quad \text{(III.29)}$$

S : section de la conduite de refoulement (m^2).

V_m : vitesse moyenne (m/s). Pour le premier intervalle T , on aura :

$$V_{mi} = \frac{(v_0 + V_{f1})}{2} \quad (\text{III.30})$$

v_0 : vitesse initiale de l'écoulement (m/s).

V_f : vitesse finale choisie (m/s), légèrement inférieure à la vitesse v_0 .

Au cours des calculs, V_m est donnée par la formule (III.31).

$$V_{mi} = \frac{(V_{i-1} + V_i)}{2} \quad (\text{III.31})$$

V_i : vitesse initiale de l'intervalle précédent (m/s).

V_{i-1} : nouvelle vitesse finale qui sera choisie pour l'intervalle considéré (m/s).

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 de la quantité trouvée à la colonne précédente ΔU .

4) La nouvelle pression dans le réservoir d'air obtenue à partir de la loi de POISSON.

$$Z = \frac{(Z_0 + \delta_0) U_0^{1.4}}{U^{1.4}} \quad (\text{III.32})$$

Z : pression dans le réservoir d'air (m).

Z_0 : pression absolue (m).

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

U_0 : volume d'air initial (m³).

U : nouveau volume d'air (m³).

5) La vitesse dans la tubulure de branchement à la montée de l'eau (vitesse positive) peut être exprimée par la formule (III.33).

$$V_1 = K' \times V_f \quad (\text{III.33})$$

V_1 : vitesse dans la tuyère à la montée de l'eau (m/s).

V_f : vitesse finale choisie (m/s).

K' : coefficient dépendant de la vitesse dans la tuyère et la vitesse finale choisie à la montée de l'eau ; il peut être exprimé par la formule (III.34).

$$K' = \frac{D^2}{d'^2} = \frac{D^2}{(0.92 d)^2} \quad (\text{III.34})$$

D : diamètre de la conduite (m).

d' : diamètre de la veine contractée (m).

d : diamètre de la tuyère (m).

- 6) La vitesse dans la tubulure de branchement au retour d'eau (vitesse négative) peut être exprimée par la formule (III.35).

$$V_2 = K'' \times V_f \quad \text{(III.35)}$$

V_2 : vitesse dans la tuyère au retour d'eau (m/s).

V_f : vitesse finale choisie (m/s).

K'' : coefficient dépendant de la vitesse dans la tuyère et la vitesse finale choisie au retour d'eau. Il peut être exprimé par la formule (III.36).

$$K'' = \frac{2 D^2}{d^2} \quad \text{(III.36)}$$

D : diamètre de la conduite (m).

d : diamètre de la tuyère (m).

- 7) La perte de charge dans la tuyère à la montée de l'eau peut être exprimée par la formule (III.37).

$$\Delta h_1 = \frac{c \times V_1^2}{2 g} \quad \text{(III.37)}$$

c : coefficient de perte de charge à la montée de l'eau. Sa valeur est déterminée à partir de l'abaque (Annexe 3). Il est en fonction du rapport m , tel que :

$$m = \frac{(0.92 d)^2}{D'^2} \quad \text{(III.38)}$$

D' : diamètre de la tubulure (m).

- 8) La perte de charge dans la tuyère au retour d'eau peut être exprimée par la formule (III.39).

$$\Delta h_2 = \frac{c' \times V_2^2}{2 g} \quad \text{(III.39)}$$

c' : coefficient de perte de charge au retour d'eau. Sa valeur est déterminée à partir de l'abaque (Annexe 4), il est en fonction du rapport m' , tel que :

$$m' = 1/2 \left(\frac{d}{D'} \right)^2 \quad \text{(III.40)}$$

D' : diamètre de la tubulure (m).

- 9) La perte de charge de refoulement δ peut être exprimée par la formule de Hazen-Williams (III.41).

$$\delta = \left(\frac{3.592}{C_{HW}} \right)^{1.852} \frac{L}{D^{4.87}} Q^{1.852} \quad \text{(III.41)}$$

C_{HW} : coefficient de Hazen Williams (sans dimension).

D : diamètre de la conduite (m).

L : longueur de la conduite (m).

Q : débit refoulé (m³/s).

δ : perte de charge de refoulement (m).

10) La pression dans la conduite avec perte de charge à la montée de l'eau peut être exprimée par la formule (III.42).

$$P_{ac} = Z - \Delta h_1 \quad (\text{III.42})$$

P_{ac} : pression dans la conduite avec perte de charge (m).

Z : pression dans le réservoir d'air (m).

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

11) La pression dans la conduite avec perte de charge au retour d'eau peut être exprimée par la formule (III.43).

$$P_{ac} = Z + \Delta h_2 \quad (\text{III.43})$$

P_{ac} : pression dans la conduite avec perte de charge (m).

Z : pression dans le réservoir d'air (m).

Δh_2 : perte de charge dans la tuyère au retour d'eau (m).

12) La pression dans la conduite sans perte de charge à la montée de l'eau peut être exprimée par la formule (III.44).

$$P_{sc} = Z - \Delta h_1 - \delta \quad (\text{III.44})$$

P_{sc} : pression dans la conduite sans perte de charge (m).

Z : pression dans le réservoir d'air (m).

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

δ : perte de charge de refoulement (m).

13) La pression dans la conduite sans perte de charge au retour d'eau peut être exprimée par la formule (III.45).

$$P_{sc} = Z + \Delta h_2 + \delta \quad (\text{III.45})$$

P_{sc} : pression dans la conduite sans perte de charge (m).

Z : pression dans le réservoir d'air (m).

Δh_2 : perte de charge dans la tuyère au retour d'eau (m).

δ : perte de charge de refoulement (m).

Afin de déterminer le volume d'air de l'anti bélier, un programme spécifique a été élaboré sous le logiciel Matlab de version 7.9.0.529 (R2009b).

III.3.6.4. Description du programme

Le programme d'étude du phénomène du coup de bélier est un programme de simulation et de calcul. Il permet de donner comme résultat final le volume d'air du ballon anti bélier. Il est constitué des étapes suivantes :

Première étape: vérification de l'apparition ou non du phénomène du coup de bélier

Cette étape est destinée à faire la vérification de l'apparition ou non du phénomène du coup de bélier selon le programme de résolution ci-dessous. Cela en introduisant toutes les données qui peuvent intervenir dans le calcul au cours de la vérification.

Les données à introduire sont comme suit :

- Diamètre normalisé et intérieur de la conduite ainsi que son épaisseur (m).
- Débit refoulé (m^3/s).
- Longueur de la canalisation (m).
- Profil en long (distances cumulées et leurs altitudes correspondantes)
- La perte de charge totale pour chaque canalisation, calculée à partir du programme du diamètre économique (m).
- Coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation (sans dimension).
- Accélération de la pesanteur (m^2/s).
- Altitude de la pompe (m).
- Altitude du réservoir (m).

L'algorithme de résolution de la première étape du programme est comme suit :

- Calcul de la vitesse d'écoulement.
- Calcul de la célérité de l'onde.
- Calcul de la valeur maximale du coup de bélier.
- Calcul de la valeur maximale et minimale de la pression dans la conduite (surpression et dépression).
- Tracé du profil en long de la conduite.
- Tracé de la zone de dépression.
- Vérification des deux conditions (surpression et dépression).

Deuxième étape: tracé de l'épure de Bergeron et détermination des deux pics de pressions (surpression et dépression)

Dans le cas où le phénomène de coup de bélier est apparu, on passera à la deuxième étape. Cette étape est préservée au tracé de l'épure de Bergeron et la détermination des deux pics de pressions à partir de cette dernière, cela en suivant le programme de résolution ci-dessous et en introduisant toutes les données nécessaires.

Les données à introduire sont comme suit :

- La valeur initiale du volume d'air (m^3).
- Le diamètre de la tubulure (m).
- Le diamètre de la tuyère (m).

L'algorithme de résolution de la deuxième étape du programme est comme suit :

- Calcul de la variation du volume d'air.
- Calcul de la pression dans le réservoir d'air.

- Calcul de la vitesse dans la tubulure de branchement.
- Calcul du coefficient de perte de charge c et c' en numérisant leurs abaques respectif.
- Calcul de la perte de charge dans la tuyère.
- Calcul du coefficient de Hazen Williams.
- Calcul de la perte de charge totale en utilisant la formule de Hazen Williams.
- Calcul de la pression dans la conduite sans perte de charge.
- Calcul de la pression dans la conduite avec perte de charge.
- Le tracé de l'épure de Bergeron.
- Détermination des deux pics de pressions (surpression et dépression) à partir de l'épure de Bergeron.

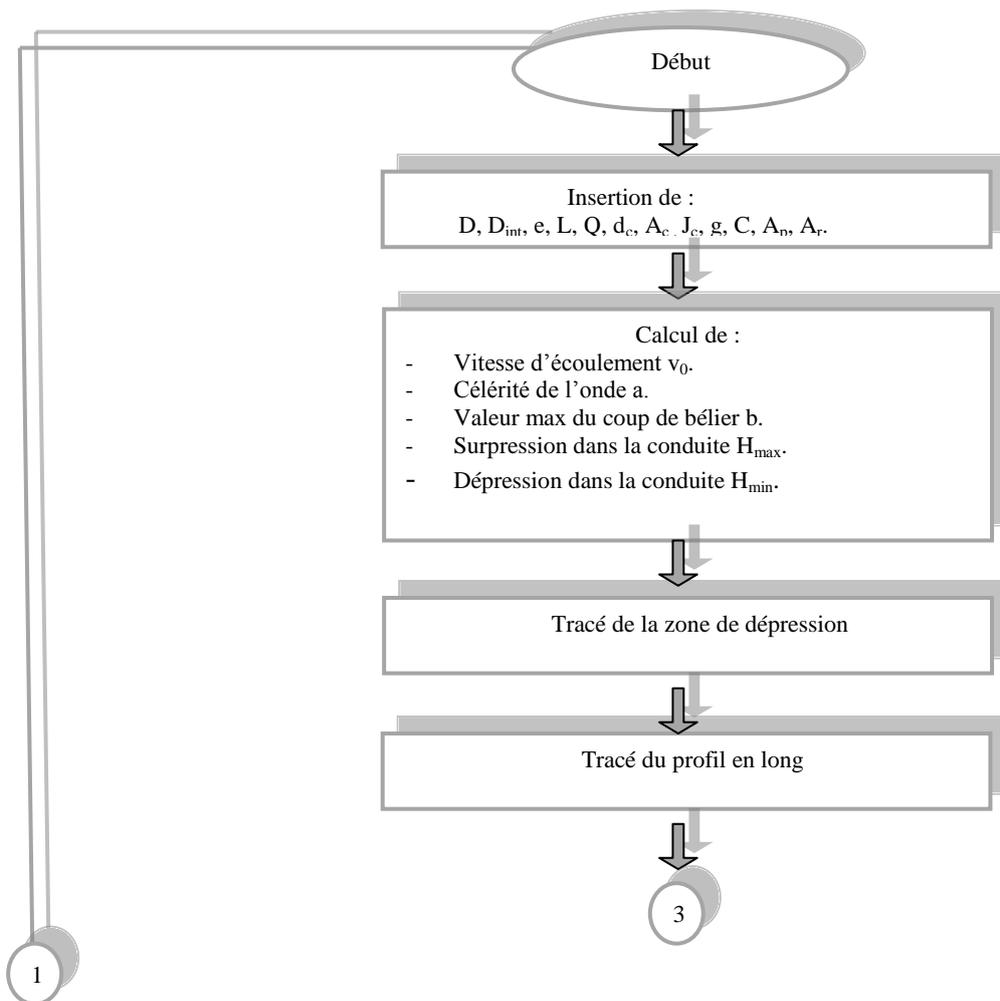
Troisième étape: vérification de la disparition ou non du phénomène de coup de bélier

Cette étape est destinée à la vérification de la disparition ou non du phénomène du coup de bélier en tenant compte du volume d'air choisi durant la deuxième étape.

L'algorithme de résolution de la troisième étape du programme est comme suit :

- Le tracé de l'enveloppe de dépression.
- Le tracé du profil en long de la conduite.

L'organigramme du programme du coup de bélier est représenté sur la figure III.6.



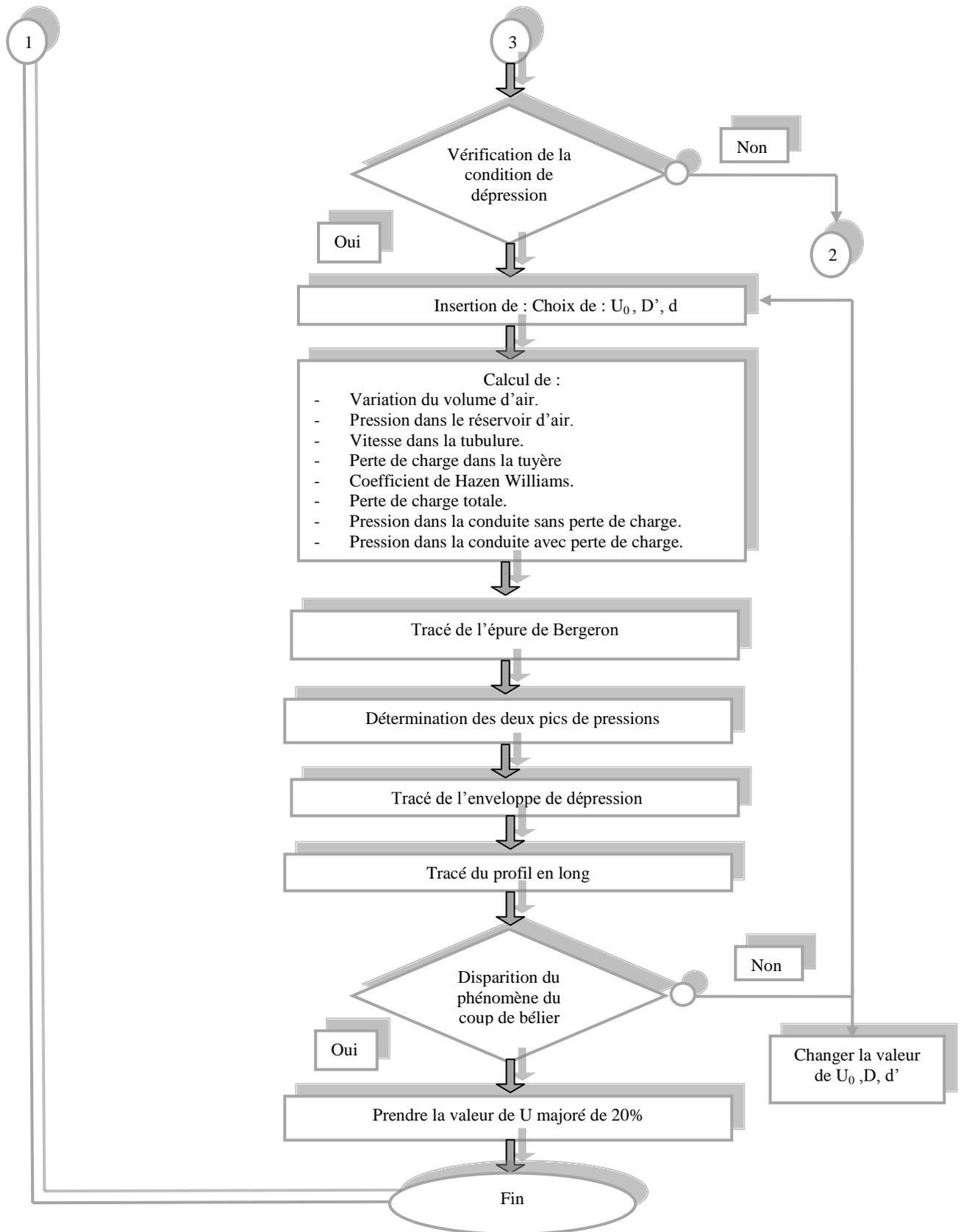


Figure III.6. organigramme du programme du coup de bélier

III.3.6.5. Validation du programme

Afin de s’assurer que le programme soit valide, une étude de convergence est établie. Les résultats que nous avons obtenus par la programmation sont comparés avec les résultats donnés par la référence (DUPONT, 1979).

Après avoir validé le programme élaboré, nous l’avons exécuté pour les différents tronçons d’adductions. Les résultats peuvent être résumés dans le tableau III.15.

Tableau III.15. résultat du programme exécuté

Tronçon	Volume initial U_0 (m ³)	Volume maximal U (m ³)	Volume majoré (m ³)	Diamètre de la tuyère (mm)	Diamètre de la tubulure (mm)
F1-bâche d'aspiration	0,6	0,68	0,82	100	40
F3-bâche d'aspiration	0,55	0,58	0,69	100	40
F4-bâche d'aspiration	0,48	0,52	0,62	130	60
F6-bâche d'aspiration	1,5	1,64	1,96	125	60
FG-bâche d'aspiration	0,8	0,84	1,01	300	100
FD-bâche d'aspiration	2,1	2,22	2,66	250	100
Sp3-Réservoir zone Industrielle	0,6	0,74	0,88	60	30
Sp3-Réservoir Cimenterie	0,6	0,71	0,85	62	30
Sp3-réservoir RHP + Kser Kellal	10	12,05	14,46	315	130
Sp3- réservoir Ferme Dingly	0,1	0,11	0,12	25	12
Sp3-réservoir zone Hôpital	8	9,64	11,57	250	130

III.3.6.6. Exemples d’exécution du programme

Nous présenterons dans cette partie les résultats d’exécution du programme du coup de bélier sur la conduite reliant le forage F1 et la bâche d’aspiration et ceux de la conduite reliant la station de pompage SP3 et le réservoir zone Cimenterie.

La zone de dépression avant l’installation de l’anti bélier de la conduite F1- bâche d’aspiration et celle de la conduite SP3-zone Cimenterie est représentée sur les figures III.7, III.8 respectivement.

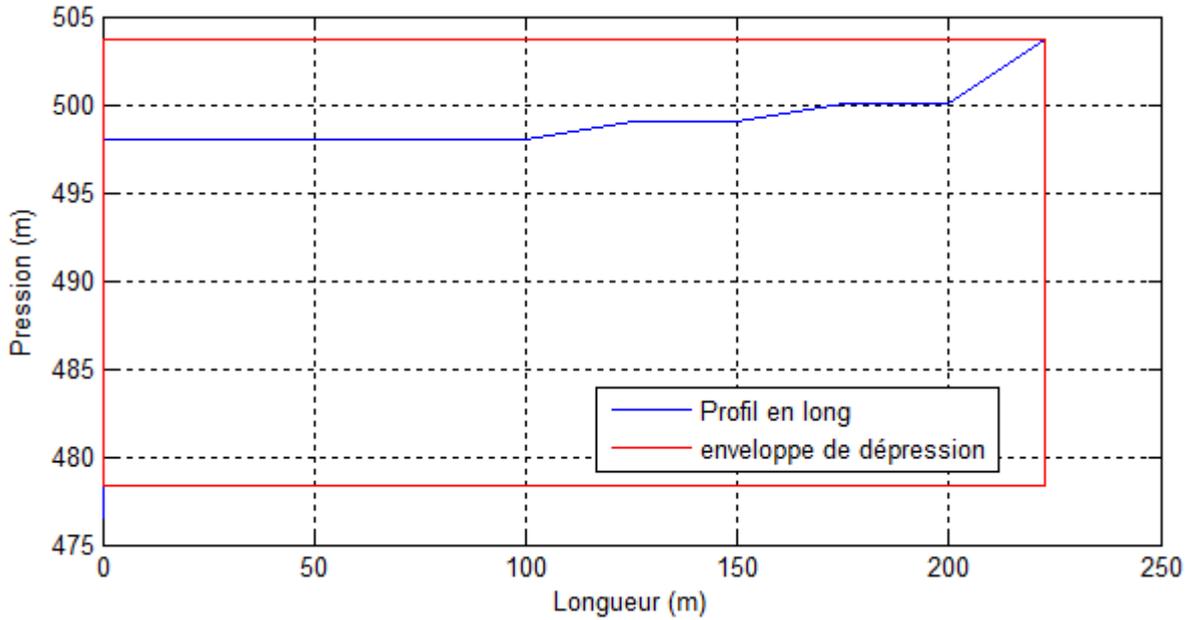


Figure III.7. zone de dépression avant l'installation de l'anti béliet de la conduite F1- bache d'aspiration

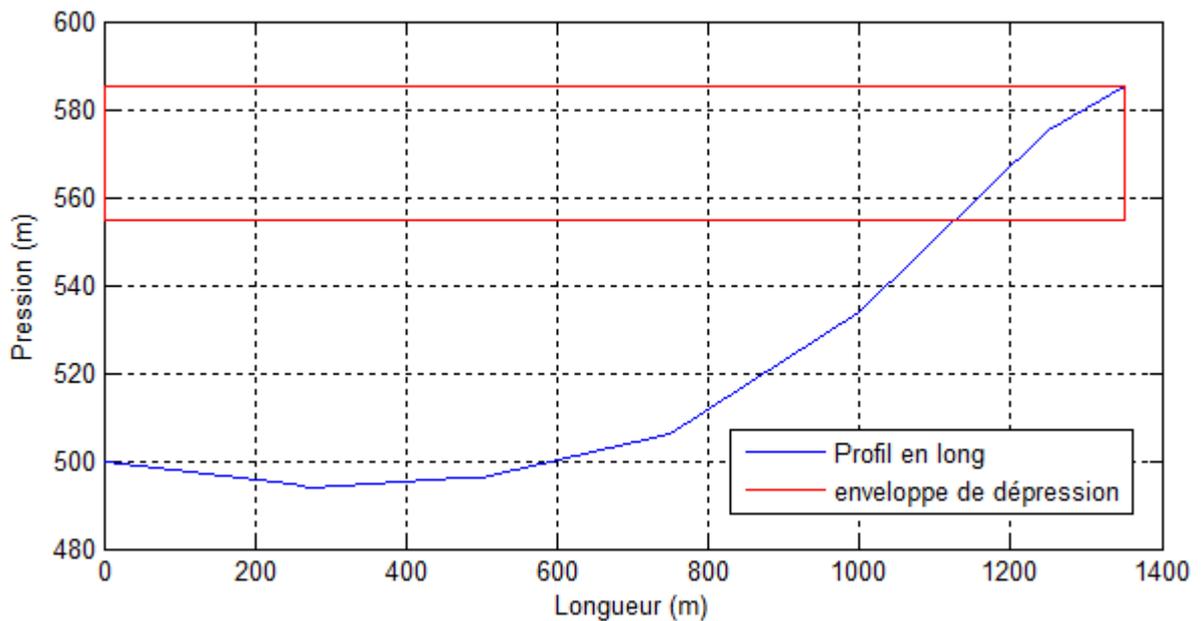


Figure III.8. zone de dépression avant l'installation de l'anti béliet de la conduite SP3- Cimenterie

L'oscillation de pression de l'air dans le réservoir d'air de la conduite F1- bache d'aspiration et celle de la conduite SP3 - zone Cimenterie est représentée sur les figures III.9, III.10 respectivement.

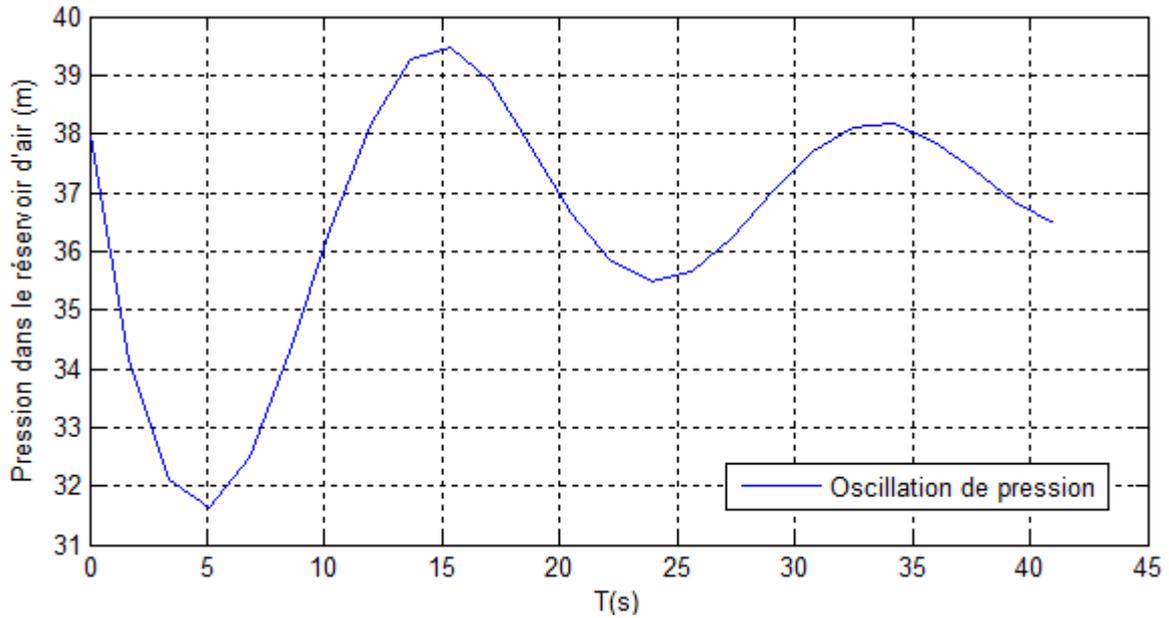


Figure III.9. pression dans le réservoir d'air de la conduite F1- bache d'aspiration

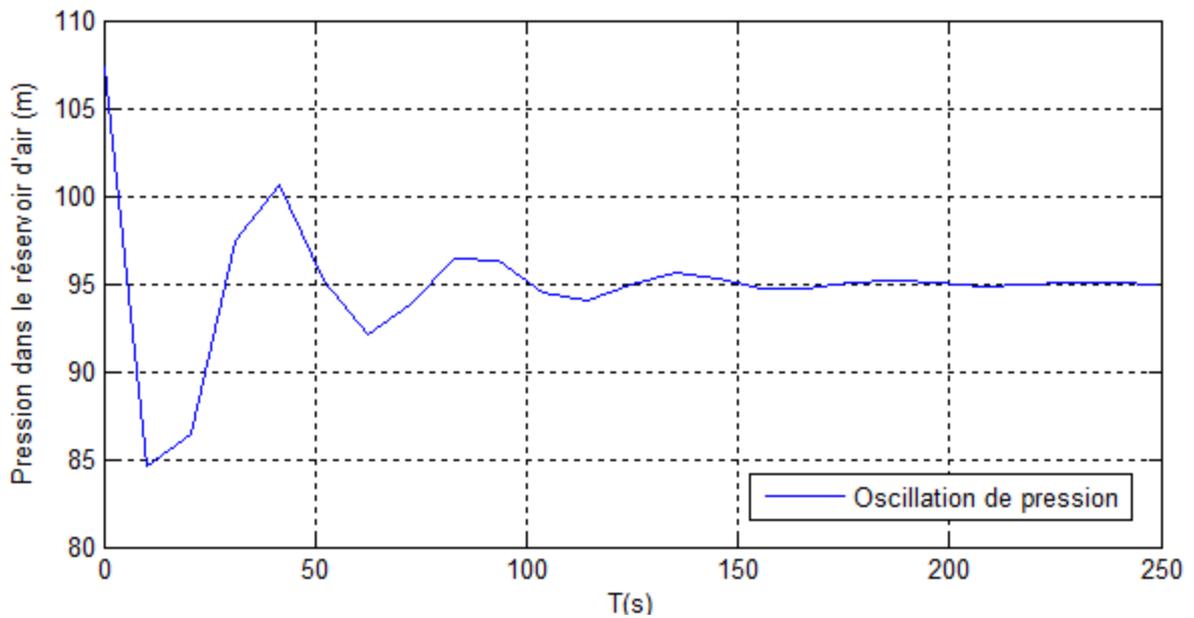


Figure III.10. pression dans le réservoir d'air de la conduite SP3- Cimenterie

L'épure de pression de la conduite F1- bache d'aspiration et celle de la conduite SP3 - zone Cimenterie est représentée sur les figures III.11, III.12 respectivement.

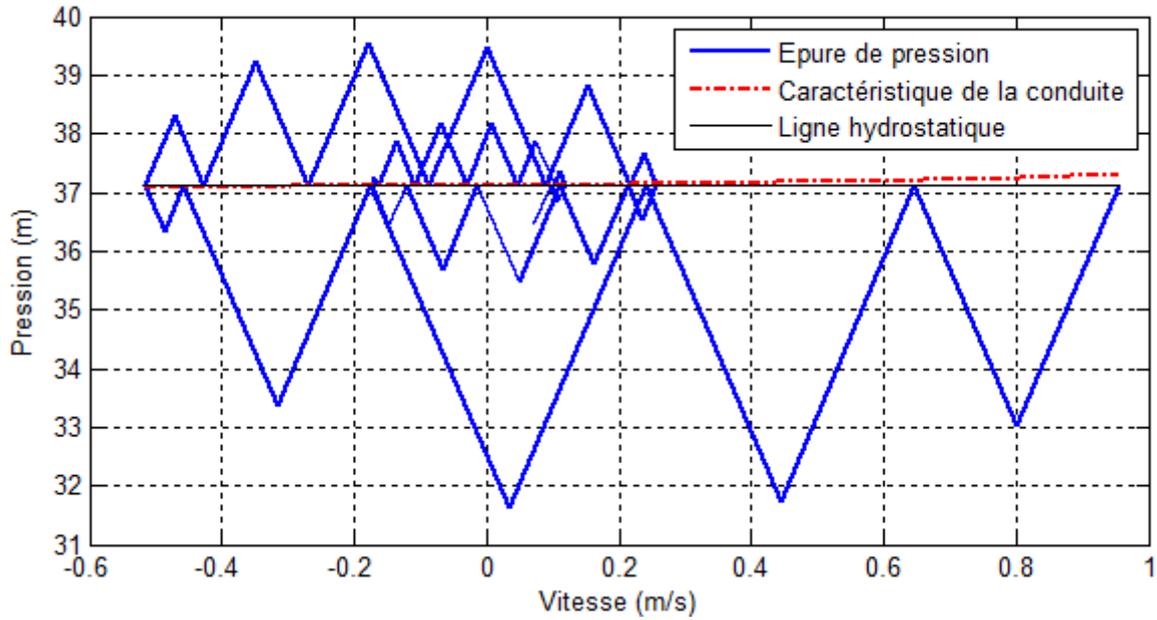


Figure III.11. épure de pression de la conduite F1- bache d'aspiration

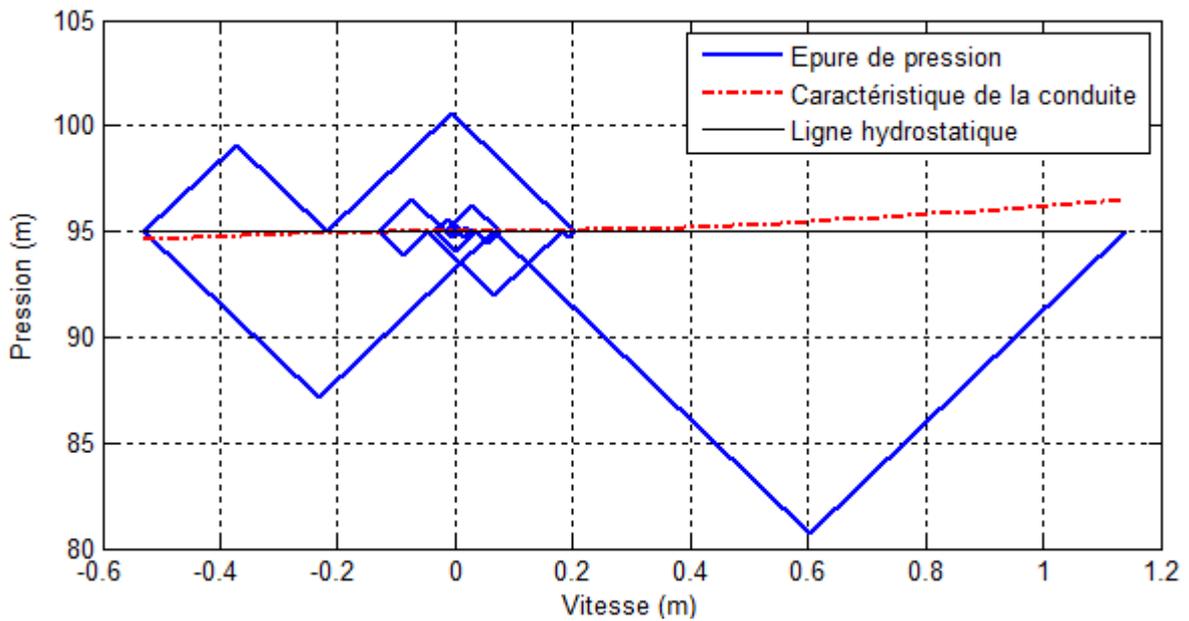


Figure III.12. épure de pression de la conduite SP3- Cimenterie

La zone de dépression après l'installation de l'anti béliet de la conduite F1- bache d'aspiration et celle de la conduite SP3 - zone Cimenterie est représentée sur les figures III.13, III.14 respectivement.

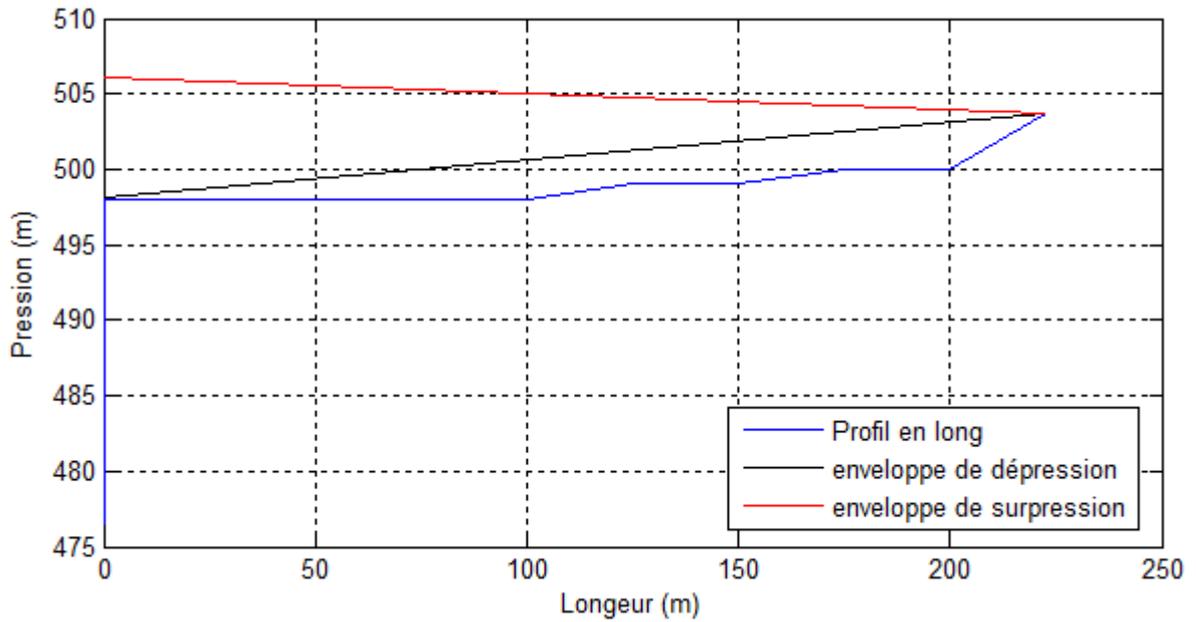


Figure III.13. enveloppe de dépression après l'installation de l'anti bélier de la conduite F1-bâche d'aspiration

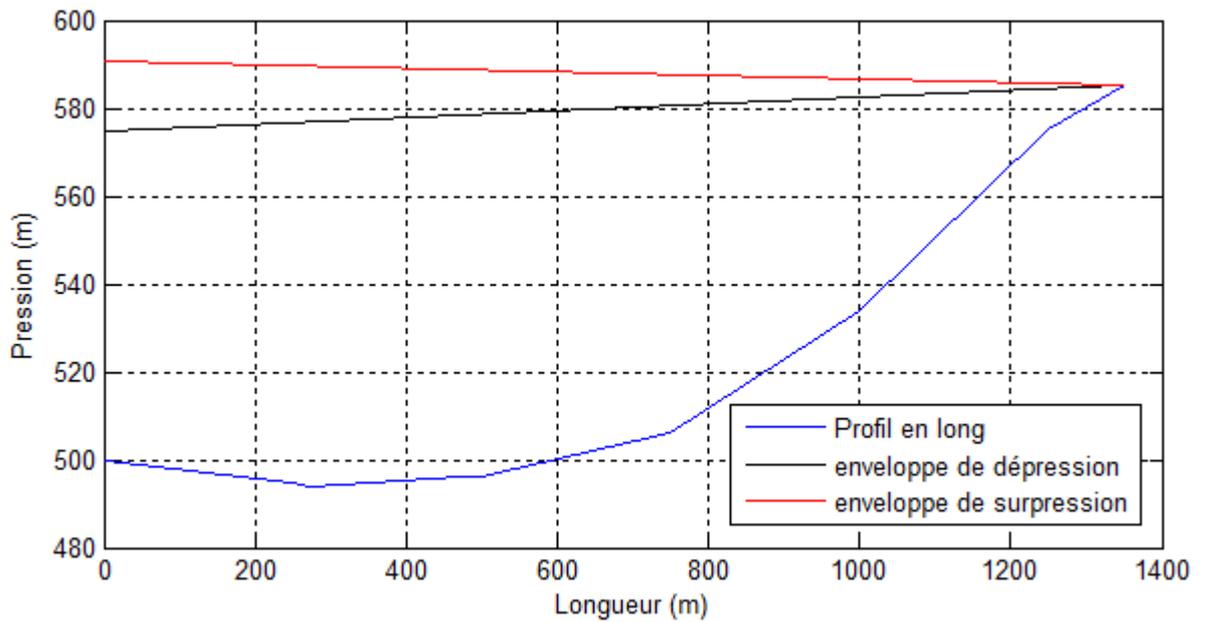


Figure III.14. enveloppe de dépression après l'installation de l'anti bélier de la conduite SP3-Cimenterie

III.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons conçu et dimensionné le nouveau système de production du champ captant Ain Skhouana. Ce dernier est composé de six forages, une bêche d'aspiration, une station de pompage ayant cinq bras de refoulement, et cinq réservoirs de distribution.

Lors de la vérification de la capacité des réservoirs existants, nous avons constaté que la capacité des réservoirs zone Cimenterie, zone Industrielle, zone Ferme Dingly est suffisante. Par contre les volumes des réservoirs des zones RHP+ Kser Kellal et Hôpital sont insuffisantes. Afin de remédier, un dimensionnement de deux autres réservoirs de capacité 2200 m³ et 1100 m³ respectivement est nécessaire. Ces derniers seront jumelés avec les réservoirs existants afin de satisfaire les besoins de pointe future.

Le programme élaboré sous MATLAB pour la détermination du diamètre économique nous a permis de dimensionner toutes les conduites d'adduction. Ces conduites relient les forages et la bêche d'aspiration ainsi que la station de pompage et les réservoirs terminaux. Les diamètres obtenus varient de 50 mm à 630 mm.

L'étude technico-économique suivie pour le choix des pompes nous a permis de choisir les pompes de marque PANELLI et CAPRARI pour les forages et les pompes de marque SIHI et KSB pour la station de pompage. Ces pompes nécessitent un investissement estimé à 12.113.167,00 DA.

Ainsi ces résultats obtenus nous ont permis de calculer la capacité de la bêche d'aspiration. Elle est d'un volume de 40 m³. Une modélisation et une simulation du comportement du système de production sur une longue durée est effectué afin de vérifier sa capacité. D'après les résultats de la simulation, on constate que le niveau d'eau dans la bêche varie entre le niveau minimal (hauteur de conservation) et le niveau maximal (hauteur du réservoir). A cet effet, la capacité de la bêche d'aspiration calculée est vérifiée. Donc, nous optant pour une nouvelle bêche d'aspiration au lieu d'exploiter la bêche existante ayant un volume de 750 m³. Ce choix se justifie, en plus, par l'importance du temps de séjour de l'eau dans la bêche existante. Ce qui pourrait altérer la qualité de l'eau.

L'analyse du phénomène du coup de bélier a nécessité l'élaboration d'un programme de simulation et de calcul sous Matlab. Ce dernier applique la méthode de Bergeron pour le calcul du ballon d'air dans le cas de l'apparition de ce phénomène sur un tronçon. Dans notre étude, toutes les conduites d'adduction nécessitent une protection contre ce phénomène. Un dimensionnement d'un réservoir d'air pour chaque canalisation est donc effectué. Les volumes obtenus varient de 0,82 m³ à 14,46 m³.

Chapitre IV

IV.1. Introduction

Le dimensionnement du réseau de distribution fait appel soit à la méthode classique basée sur l'utilisation d'abaques et tables pour le choix des diamètres soit à l'utilisation de programmes et logiciels. Ces derniers s'inspirent évidemment des méthodes classiques et présentent comme avantage la précision, l'efficacité et surtout la rapidité.

Dans notre cas, on propose de concevoir le réseau de distribution en eau potable de trois quartiers de la zone RHP + Kser Kellal (Cité 104 logements, Cité 204 logements et Cité 710 logements). A cet effet le réseau de distribution sera dimensionné en exploitant le logiciel EPANET. L'objectif de ce dimensionnement est la détermination des paramètres géométriques et hydrauliques des canalisations formant le réseau. Le but est de fournir un débit maximal avec une pression satisfaisante à l'ensemble des usagers.

On compte parmi les données nécessaires pour le dimensionnement du réseau de distribution, le plan de masse de la zone à desservir ainsi que son levé topographique. Nous avons à notre disposition le plan de masse de la ville Didouche Mourad et seulement le levé topographique du quartier 104 logements. De ce fait, nous avons eu recours à l'exploitation du logiciel Google Earth afin d'extraire les altitudes des deux autres Cités.

IV.2. Description du réseau de distribution

Le réseau de distribution alimentera en eau potable les trois quartiers de la zone RHP + Kser Kellal (Cité 104 logements, Cité 204 logements et Cité 710 logements) pour un total de nombre d'habitants estimé à 6348 habitants. Cette estimation est obtenue en considérant 6 habitants par logement.

Le réseau de distribution est entièrement gravitaire. Il prend naissance à partir du réservoir RHP + Kser Kellal qui est disposé à une altitude de 656 m. Sa structure est de type ramifié c'est-à-dire que l'eau circule dans les tronçons en suivant un seul sens d'écoulement. Ce type de réseau présente l'avantage d'être économique (DUPONT, 1979).

IV.3. Choix du type de la conduite

Notre choix s'est fondé sur le PEHD en raison de ses critères d'ordre techniques et économiques présentés dans la partie adduction.

IV.4. Tracé des conduites

Le tracé du réseau de distribution est conçu de manière à éviter la traversée des propriétés privées. En effet il est généralement tracé le long des trottoirs, afin de faciliter la pose et la maintenance ultérieure des installations. Le tracé du réseau de distribution est représenté sur la Planche N° 4.

La figure IV.1 illustre le tracé du réseau de distribution de la zone RHP+ Kser Kellal.



Figure IV.1. tracé du réseau de distribution de la zone RHP + Kser Kellal

IV.5. Dimensionnement du réseau de distribution

Le dimensionnement du réseau de distribution a pour objectif la détermination des paramètres géométriques et hydrauliques des canalisations, c'est-à-dire le diamètre, la pression, la vitesse d'écoulement et le débit.

Le dimensionnement du réseau de distribution des trois quartiers de la zone RHP + Kser Kellal est effectué à l'aide du logiciel EPANET. Ce dernier modélise le système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs reliés à des nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des vannes de contrôle, des pompes. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des baches. EPANET est alors en mesure de calculer le débit dans chaque canalisation, la pression à chaque nœud et la vitesse dans chaque conduite (ROSSMAN, 2003).

Le tracé du réseau de distribution sous le logiciel EPANET est représenté sur la Planche N° 5.

L'utilisation de ce logiciel requière l'introduction de quelques données de base à savoir:

- Le tracé du réseau de distribution en respectant la modélisation d'EPANET.
- L'altitude du réservoir et des nœuds de base.
- La longueur, diamètre et rugosité des tuyaux.
- Le diamètre du réservoir.
- Les niveaux initiaux, minimaux et maximaux de l'eau au niveau du réservoir.
- La demande de base au niveau des nœuds.

Les conduites de distribution devront être dimensionnées de manière à pouvoir transiter un débit critique auquel le réseau aura à faire face. C'est à dire le plus fort débit de la zone à alimenter. Le calcul hydraulique des canalisations se fera donc avec le débit de pointe (MAHMOUD,

Alimentation en eau potable, 2002). Il sera important par la suite de vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie.

On procédera en trois étapes au dimensionnement du réseau de distribution. Chaque étape sera suivie d'une simulation qui présente l'état des nœuds et des conduites.

IV.5.1. Première étape

Elle a pour but de déterminer les débits tronçons consommés par les branchements raccordés sur chaque tronçon. Ce débit est automatiquement calculé par EPANET. Cela en ayant introduit au départ les données citées plus haut.

Il faudra noter que durant cette étape, le diamètre des tronçons est pris égal à 200 mm par défaut. La demande de base à introduire au niveau des nœuds représente un débit d'extrémité qui doit transiter par le tronçon. Il peut être calculé par deux méthodes

- Soit proportionnellement au nombre de ménage desservi par le tronçon, calculé suivant la formule (IV.1).

$$Q_n = Q_s \times \text{nombre de ménages} \quad (\text{IV.1})$$

Q_n : débit au nœud (l/s).

Q_s : débit spécifique (l/s.ménage).

- Soit proportionnellement à la longueur du tronçon, calculé suivant la formule (IV.2).

$$Q_n = Q_s \times L_t \quad (\text{IV.2})$$

Q_n : débit au nœud (l/s).

L_t : longueur du tronçon à l'amont de chaque nœud (m).

Q_s : débit spécifique (l/s.m). Il peut être exprimé par la formule (IV.3).

$$Q_s = \frac{Q_p}{L_T} \quad (\text{IV.3})$$

Q_s : débit spécifique (l/s.m).

L_T : longueur totale de la distribution (m).égale à 12750.0331 m dans notre cas.

Q_p : débit de pointe (l/s) ; il peut être exprimé par la formule (IV.4).

$$Q_p = Q_{\max,j} \times P_g \quad (\text{IV.4})$$

Q_p : débit de pointe (m³/h).

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier (m³/j).

P_g : plus grand pourcentage horaire du régime de la variation de la consommation (%).

Afin de déterminer le débit de pointe, une estimation des besoins des trois quartiers a été d'abord calculée. Un récapitulatif des besoins des trois quartiers est représenté dans le tableau IV.1.

Tableau IV.1. récapitulatif des besoins des trois quartiers de la zone RHP+ Kser Kellal

Besoin domestique (m ³ /j)	Besoin Scolaire (m ³ /j)	Total des Besoins (m ³ /j)	Besoin majoré (m ³ /j)	Débit maximum journalier (m ³ /j)	α_{max}	β_{max}	$K_{max,h}$	P_g (%)	Débit de pointe (l/s)	Débit spécifique (l/s)
952.20	3.60	955.80	1146.9	1376.4	1,2	1,12	1,7	7	26,76	0.0021

En raison de l'indisponibilité de l'emplacement des ménages par rapport à chaque tronçon sur le plan de masse, on a supposé que la consommation est homogène dans toute la zone à alimenter. Alors le débit qu'il faut introduire dans chaque nœud est proportionnel à la longueur du tronçon à l'amont et sera calculé à partir de la formule (IV.2).

Les données à introduire pour la première simulation sont représentées dans l'Annexe 5.

Lors des simulations une vérification des performances hydrauliques du réseau de distribution est obligatoire. A cet effet les vitesses d'écoulement dans tout le réseau doivent être comprises entre 0.5 et 1.5 m/s, tandis que la pression de service doit être comprise entre 1 et 6 bars.

L'analyse de la première simulation nous a amené à redimensionner les conduites car les conditions n'étaient pas respectées.

IV.5.2. Deuxième étape

Elle consiste à chercher les diamètres permettant de satisfaire les conditions d'écoulements dans le réseau de distribution. Afin d'éviter les éventuelles itérations à effectuer pour chercher la meilleure combinaison entre le diamètre, la vitesse et la pression, une méthode de calcul plus rapide a été suivie.

Cette méthode est basée sur le choix d'une vitesse idéale d'écoulement soit 1 m/s. Ensuite, on procède au calcul des diamètres des canalisations à partir de leurs débits tronçons respectifs calculés par EPANET durant la première simulation. Le diamètre est calculé suivant la formule (IV.5).

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q_t}{V \times \pi}} \quad (IV.5)$$

D: diamètre de la conduite (m).

Q_t : débit tronçon calculé par EPANET (m³/s).

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

Les diamètres ainsi calculés devront être introduit à EPANET afin de procéder à la seconde simulation.

Les résultats de la seconde simulation sont représentés dans l'Annexe 5.

On a constaté pendant l'analyse de la simulation que certaines vitesses enregistrées au niveau du réseau de distribution sont inférieures aux normes exigées. Et que des pressions supérieures au

seuil autorisé ont été enregistrées au niveau du quartier 104 logements. Afin d'y remédier un régulateur de pression de consigne 40 m a été placé sur la conduite N°6.

Ainsi le réseau de distribution satisfait les conditions d'écoulement pour transiter le débit de pointe. Afin de le valider une vérification de son comportement en cas d'incendie est indispensable. Ceci fera l'objet de la troisième étape.

IV.5.3. Troisième étape

La vérification du comportement du réseau de distribution en cas d'incendie est envisagée de manière à ce que les canalisations alimentant les appareils d'incendie, doivent pouvoir fournir un débit minimal de 17 l/s avec une pression au sol d'au moins 1 bar (DUPONT, 1979).

La troisième étape consiste d'abord à identifier l'emplacement des bouches d'incendie. Par la suite déterminer le point sensible de ce dernier, c'est-à-dire où le niveau de risque d'incendie est élevé. On propose d'étudier le comportement du réseau en cas d'un éventuel incendie au niveau du nœud 50 qui alimente la cité 204 logements. Pour se faire il suffit de rajouter à la demande de base en ce nœud un débit de 17 l/s tout en gardant les dimensions des canalisations obtenues pour le débit de pointe.

Lorsqu'un incendie se produit, les conditions d'écoulement sont moins exigeantes. En effet on tolère une baisse de pression jusqu'à 0.6 bars et on accepte des vitesses atteignant 2.5 m/s (DUPONT, 1979), (MAHMOUD, Alimentation en eau potable, 2002).

Les résultats de la simulation en cas d'incendie sont représentés dans l'Annexe 5.

D'après l'analyse de la simulation, on constate que le réseau peut transiter en plus du débit de pointe le débit d'incendie tout en respectant les conditions d'écoulement. Donc un redimensionnement du réseau n'est pas nécessaire.

IV.6. Conclusion

Dans cette partie, nous avons conçu et dimensionné le réseau de distribution de trois quartiers de la zone RHP + Kser Kellal à savoir la cité 104 logements, la cité 204 logements et la cité 710 logements. Ces derniers sont alimentés à partir du réservoir RHP +Kser Kellal. Nous avons effectué deux simulations du comportement hydraulique. La première sans tenir compte du risque incendie et la deuxième en prenant en considération le risque incendie.

La modélisation puis la simulation du réseau de distribution sur EPANET a permis la vérification des conditions d'écoulement hydrauliques. En effet après une première simulation en tenant compte du débit de pointe les quartiers 204 logements et 710 logements répondent à la condition de pressions et de vitesses exigées. Par contre les pressions enregistrées au niveau de la cité 104 logements sont supérieures aux normes de pression. Ces surpressions ont été évitées par la mise en place d'une vanne réductrice de pression. Son but est d'éviter le risque d'apporter des désordres ou fuites et certains bruits désagréables dans les installations intérieures des abonnés. Les pressions enregistrées au niveau des trois quartiers lors d'un éventuel incendie sont conformes aux normes exigées.

Cependant certaines vitesses enregistrées au niveau du réseau de distribution lors des deux simulations sont inférieures aux conditions de vitesse exigées qu'on ne peut pas y remédier.

Chapitre V

V.1. Introduction

L'introduction d'outil SIG pourrait s'avérer d'un apport considérable à toute étude d'alimentation en eau potable. Dans cette optique, nous somme fixé comme objectif de concevoir un SIG qui centralisera des données techniques relatives au réseau d'eau potable de la ville Didouche Mourad. Il servira d'outil d'analyse et d'aide à la décision de par les nombreux traitements et usages auxquels il pourrait se prêter.

A l'aide du logiciel MapInfo Professionnel 8.0, on intégrera tous les éléments constitutifs du réseau d'alimentation en eau potable de la ville Didouche Mourad. A cet effet une cartographie du site d'étude est nécessaire. Elle sera extraite à partir du logiciel Google Earth.

V.2. Système d'information géographique (SIG)

Le système d'information géographique (SIG) est un système d'information conçu pour recueillir, stocker, traiter, analyser, gérer et présenter tous les types de données spatiales et géographiques. Le SIG fournit un environnement flexible pour la gestion des données, acquisition, structuration, stockage, visualisation et diffusion. Il présente des capacités d'analyses spatiales très avantageuses. En effet les systèmes d'information géographique permettent d'envisager des méthodes de recherche et une gestion des réseaux d'eau potable plus rapide et efficace.

L'ensemble des données collectées au sein du SIG offrent des indicateurs pertinents pour étudier et favoriser une meilleure connaissance du réseau d'eau potable. Leur analyse spatiale et temporaire est indispensable pour proposer et mettre en place des plans de gestion, des observations et confrontation des solutions.

V.3. Intérêt des SIG

Les systèmes d'information géographique servent principalement à (HAMMOUM & BOUZIDA, 2010) :

- ✓ Enregistrer l'information sur le territoire.
- ✓ Produire des cartographies thématiques.
- ✓ Analyser l'information sur le territoire.

V.4. Elaboration d'un système d'information géographique

Afin d'obtenir un système d'information géographique du réseau d'eau potable de la ville Didouche Mourad une série d'étape doit être suivie pour le traitement de l'information :

- Traitement numérique de la carte

Cela signifie l'identification de la carte à utiliser, l'exportée à partir de Google Earth, la géo – référencée, puis la calée dans le système de projection correspondant c'est-à-dire Universal Transverse Mercator 32 S (WGS).

- Tracé des différents éléments constitutifs du réseau d'eau potable

Cela s'effectue en attribuant à chaque conduite d'adduction et de distribution des polygones, aux forages, aux vannes de contrôle et aux pompes des points et aux réservoirs, station de pompage et la bache d'aspiration des polygones.

Le tracé des différents éléments constitutifs du réseau d'eau potable de la commune Didouche Mourad sous le logiciel MapInfo est représenté sur la Planche N° 7.

➤ **Création des couches et tables**

Les tables contiennent des informations descriptives du réseau d'eau potable, tel que chaque ligne ou enregistrement d'une table de données définit un membre du groupe représenté et chaque colonne ou champ définit une seule caractéristique ou attribut des membres du groupe.

➤ **Mise à jour des données**

Après avoir terminé le tracé et créé toutes les tables, on procède à leur remplissage par les différentes informations descriptives du réseau d'eau potable. Par la suite nous pouvons automatiquement mettre à jour les informations géographiques telles que la longitude et latitude.

V.5. Dictionnaire de la base de données du réseau

Les différentes tables créées et leurs caractéristiques sont définies comme suit :

V.5.1. Table conduite d'adduction 1 et 2

Ces deux tables sont composées d'objets linéaires. La structure de leurs bases de données est la suivante :

- ID_conduite : étiquette d'identification de la conduite (caractère).
- Type_adduction : type d'adduction (caractère).
- Type_conduite : nature du matériau de la conduite (caractère).
- Diamètre : diamètre nominal de la conduite (entier).
- Rugosité : coefficient de rugosité (flottant).
- Longueur : longueur réelle de la conduite (flottant).
- Vitesse_écoulement : vitesse d'écoulement (flottant).

V.5.2. Table conduite de distribution

Cette table est composée d'objets linéaires. La structure de sa base de données est la suivante :

- ID_conduite : étiquette d'identification de la conduite (caractère).
- Type_conduite : nature du matériau de la conduite (caractère).
- Diamètre : diamètre nominal de la conduite (entier).
- Rugosité : coefficient de rugosité (flottant).
- Longueur : longueur réelle de la conduite (flottant).
- Vitesse_écoulement : vitesse d'écoulement (flottant).
- Débit : débit de refoulement (flottant).

V.5.3. Table forage_source

Cette table est composée d'objets ponctuels. La structure de sa base de données est la suivante :

- ID_ forage : étiquette d'identification du forage (caractère).
- Année_ service : l'année de mise en service du forage (entier).
- Capacité : débit d'exploitation du forage (flottant).
- Profondeur : Profondeur du fond du forage (flottant).
- Côte_ calage : Côte de calage du forage (flottant).
- Diamètre_ forage : diamètre du forage (entier).
- Pompe_ immergée : type de la pompe immergée utilisée (caractère).
- Débit: débit de refoulement propre à la pompe immergée (flottant).
- Hmt : hauteur manométrique totale propre à la pompe immergée (flottant).
- Longitude : longitude du forage (flottant).
- Latitude : latitude du forage (flottant).
- Altitude : altitude du forage (flottant).

V.5.4. Table réservoirs

Cette table est composée d'objets polygones. La structure de sa base de données est la suivante :

- ID_ réservoir : étiquette d'identification de la vanne (caractère).
- Géométrie : description de la géométrie (1 pour le cylindre, 2 pour un cône, 3 pour un rectangle et 4 pour un autre.) (entier).
- Volume : capacité de stockage du réservoir (flottant).
- Côte _ terrain : altitude du terrain (flottant).
- Longitude : longitude du réservoir (flottant).
- Latitude : latitude du réservoir (flottant).

V.5.5. Table pompes

Cette table est composée d'objets ponctuels. La structure de sa base de données est la suivante :

- ID_ pompe : étiquette d'identification de la pompe (caractère).
- Type_ pompe : type de la pompe (caractère).
- Fabricant : nom du fabricant de la pompe (caractère).
- Zone_ de_ refoulement : zone de refoulement de la pompe (caractère).
- Débit: débit de refoulement propre à la pompe (flottant).
- Hmt : hauteur manométrique totale propre à la pompe (flottant).
- Rendement: rendement propre à la pompe (flottant).
- Vitesse_ nominal : vitesse nominale de rotation propre à la pompe (flottant).
- Puissance : puissance de la pompe (flottant).
- Longitude : longitude de la pompe (flottant).
- Latitude : latitude de la pompe (flottant).

V.5.6. Table station de pompage (ouvrage génie civil)

Cette table est composée d'objets polygones. La structure de sa base de données est la suivante :

- ID_ station_ pompage : étiquette d'identification de la station de pompage (caractère).
- Type_ station_ pompage : type de la station de pompage (caractère).
- Longueur : longueur de la station de pompage (flottant).
- Largeur : largeur de la station de pompage (flottant).
- Hauteur : hauteur de la station de pompage (flottant).
- Nombre_ pompe : nombre de pompe dans la station de pompage (entier).

V.5.7. Table bache d'aspiration

Cette table est composée d'objets ponctuels. La structure de sa base de données est la suivante :

- ID_ bache : étiquette d'identification de la bache d'aspiration (caractère).
- Capacité : capacité de la bache d'aspiration (flottant).
- Volume_ conservation: volume de conservation de la bache d'aspiration (flottant).
- Volume_ utile: volume utile de la bache d'aspiration (flottant).
- Volume_ total: volume total de la bache d'aspiration (flottant).
- Longitude : longitude de la bache d'aspiration (flottant).
- Latitude : latitude de la bache d'aspiration (flottant).

Les différentes tables de données sont représentées dans l'Annexe 6 et une carte descriptive du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Didouche Mourad est représentée dans la planche N°7.

IV.5. Conclusion

Dans cette partie, nous avons créé un système d'information géographique du réseau d'alimentation en eau potable de la ville Didouche Mourad en exploitant le logiciel MapInfo.

Au préalable, nous avons rassemblé toutes informations et résultats obtenus au cours de nos calculs et par la suite nous les avons intégrés au sein du SIG. Ces informations mémorisées au sein de ce système sont nécessaires à la bonne gestion du réseau, leurs avantages ne sont plus à démontrer, mais la collecte et la saisie des données représentent un travail considérable.

D'autres données peuvent être intégrées et enregistrées comme les défaillances, les réparations, les prélèvements d'eau pour une analyse de la qualité de l'eau, les réclamations des clients, etc. En exploitant ces données et après analyse et interprétation, on peut évaluer les performances techniques du réseau.

*Conclusion
générale
et
perspectives*

Conclusion générale et perspectives

La conception et le dimensionnement du système de production du champ captant Ain Skhouna et l'alimentation en eau potable de la ville Didouche Mourad ont fait l'objet de ce présent travail.

Le recensement et la collecte des données nécessaires à cette étude, décrit au premier chapitre, nous ont permis de faire, d'une part, une analyse précise du système de production existant. D'autre part, une bonne évaluation des différentes phases de conception et de dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable.

Nous avons conclu dans le premier chapitre que le système de production existant est mal structuré. On note l'existence de plusieurs interconnexions entre ses ouvrages de production. Cela est dû principalement à la mauvaise répartition des débits produits et les besoins des localités ainsi qu'à l'insuffisance des ressources disponibles. A cet état de fait une nouvelle restructuration des ressources disponibles et leur gestion ont fait l'objet d'étude dans le chapitre trois.

L'évaluation des besoins en eau a fait l'objet du chapitre deux. En prenant en considération un horizon d'étude de 25 ans, les besoins en eau sont estimés à 338,64 l/s. Par contre les ressources existantes sont évaluées à 135 l/s. Ce qui donne un déficit journalier estimé à 203,64 l/s qu'il faut combler.

La conception et le dimensionnement du nouveau système de production du champ captant Ain Skhouna ont fait l'objet du chapitre trois. La nouvelle restructuration de ce système est prévue afin de remédier à la mauvaise répartition et exploitation des ressources disponibles constatées.

Nous avons prévu lors de la vérification de la capacité des réservoirs existants, une nouvelle conception et dimensionnement de deux réservoirs de capacité 2200 m³ et 1100 m³. Ces deux réservoirs assureront l'alimentation de la zone RHP + Kser Kellal et la zone Hôpital respectivement. Ils seront jumelés avec les réservoirs existants afin de satisfaire les besoins de pointe future.

Toutes les conduites d'adduction, celles reliant les forages et la bache d'aspiration ainsi que celles reliant la station de pompage et les réservoirs terminaux, ont été dimensionnée à l'aide d'une étude technico économique. Cette dernière est appliquée sous un programme de calcul exécuté sous MATLAB. Ce dernier donne comme résultat final le diamètre économique de chaque canalisation. Ainsi, les diamètres obtenus varient de 50 mm à 630 mm.

Le choix des pompes immergées et celles de la station de pompage adéquates à été effectué à l'aide d'une étude technico économique. Cette dernière a permis de faire le choix de deux marques PANELLI et CAPRARI pour les pompes immergées ainsi que le choix de deux marques SIHI et KSB pour les pompes de la station de pompage. Le prix total est estimé à 12.113.167,00 DA.

En se basant sur de nombre de pompes choisies et du nombre de démarrages maximal par heure des moteurs, le volume de la bache d'aspiration est estimé à 40 m³. Notre choix s'est porté sur cette nouvelle bache afin d'avoir un petit temps de séjour de l'eau dans cette dernière.

L'analyse du phénomène du coup de bélier a nécessité le développement d'un programme élaboré sous Matlab. Ce dernier permet dans un premier temps de vérifier l'apparition du phénomène coup de bélier et par la suite de dimensionner un réservoir d'air en cas de son apparition. Son application dans notre étude montre que toutes les conduites d'adduction nécessitent une protection contre ce phénomène. A cet effet, chaque canalisation sera équipée d'un réservoir d'air. Les volumes de ces réservoirs d'air obtenus varient de 0,82 m³ à 14,46 m³.

Dans le chapitre quatre, on a conçu et dimensionné le réseau de distribution de trois quartiers de la zone RHP + Kser Kellal à savoir la cité 104 logements, la cité 204 logements et la cité 710

logements. Une modélisation puis une simulation du réseau de distribution de la zone RHP+Kser Kellal est effectué sous le logiciel EPANET. Deux simulations du comportement hydraulique ont été prises en compte. La première sans tenir compte du risque d'incendie et la deuxième en prenant en considération le risque d'incendie. Après une première simulation, les quartiers 204 logements et 710 logements répondent à la condition de pressions et de vitesses exigées. Par contre les pressions enregistrées au niveau de la cité 104 logements sont supérieures aux normes de pression. Ces surpressions ont été évitées par la mise en place d'une vanne réductrice de pression. Dans le cas d'incendie et après simulation, les pressions enregistrées au niveau des trois quartiers sont conformes aux normes exigées.

La création du système d'information géographique est développée au cinquième chapitre. Ce SIG est créé sous le logiciel MAPINFO. Ce dernier a permis le stockage de toutes les informations appropriées à l'ensemble des éléments constitutifs du réseau d'eau potable de la ville Didouche Mourad. En effet une évaluation des différentes performances techniques du réseau peut être effectuée en exploitant toutes les informations attribuées.

Ce travail nous ouvre des perspectives très intéressantes à développer sur plusieurs questions :

- Perfectionnement du programme de simulation et de calcul du phénomène du coup de bélier ;
- Analyse et suivi de la qualité de l'eau dans le réseau sous Epanet ;
- Ajout de tables en relation avec le réseau pour aboutir à une meilleure évaluation de la performance du réseau. Cela dans le but d'améliorer la gestion des services d'eau potable.
- Ajout de tables en relation avec le réseau.
- Etc.

Bibliographie

Bibliographie

AAYA, H. (2003). Cours d'alimentation en eau potable.

ANRH. (2008). *Agence National des Ressources Hydriques*. Constantine.

BEDJAOUI, A., Pr. ACHOUR, B., & M. BOUZIANE, T. (2005). Nouvelle Approche Pour Le Calcul Du Diamètre Economique Dans Les Conduites De Refoulement. *Courier Du Savoir* , 142.

BERREKSI, A. (2016). *Cours Hydraulique 3* (éd. Université Abderrahmane Mira de Bejaia).

BONVIN, J. (2005). *Hydraulique Urbaine I*. Ecole d'ingénieur du Canton de Vaud.

DIOP, N. (2002). *Projet de fin d'étude: étude complète de l'alimentation en eau potable du village Ritté DIAW*. Université Cheikh ANTA DIOP, Ecole supérieure Polytechnique.

DIOUF, M. P., & DIOUF, O. (2005). *Projet de fin d'étude: Conception et dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable et d'un système d'évacuation des eaux usées de la nouvelle ville de DIAMNIADIO*.

DUPONT, A. (1979). *Hydraulique Urbaine, Tome 2: Ouvrages de transport Elévation et distribution des eaux*. EYROLLES.

Groupe Chiali. (2012). *Catalogue Technique* . Sidi Bel-Abbes.

HAMMOUM, H., & BOUZIDA, R. (2010). *Pratiques des Systèmes d'information Géographiques (SIG), Application sous MapInfo* (éd. Pages Bleu).

HUG, M. (1975). *Mécanique des Fluides Appliquée aux problèmes d'aménagement et d'énergétique* (éd. EYROLLES).

INPE. (2012). *formation en hydraulique*. MEDEA: Institut National De Perfectionnement De L'équipement.

LENCASTRE, A. (2005). *Hydraulique générale* (éd. EYROLLES).

MAHMOUD, M. (2002). *Alimentation en eau potable*. Tunis: école nationale d'ingénieurs de Tunis.

MORARECH, M. (2015). *cours Hydrogéochimie, eau potable et assainissement liquide*. Rabat, Maroc: Faculté des sciences de Rabat, Maroc.

Punmia, B. C., Jain, A. K., & Arun, K. (1995). *Water supply engineering*. India: Laxmi Publications(P) LTD.

RGPH. (2008). *recensement générale de la population et de l'habitat*.

ROSSMAN, L. A. (2003). *Epanet 2.0 simulation hydraulique et qualité pour le réseau d'eau sous pression*.

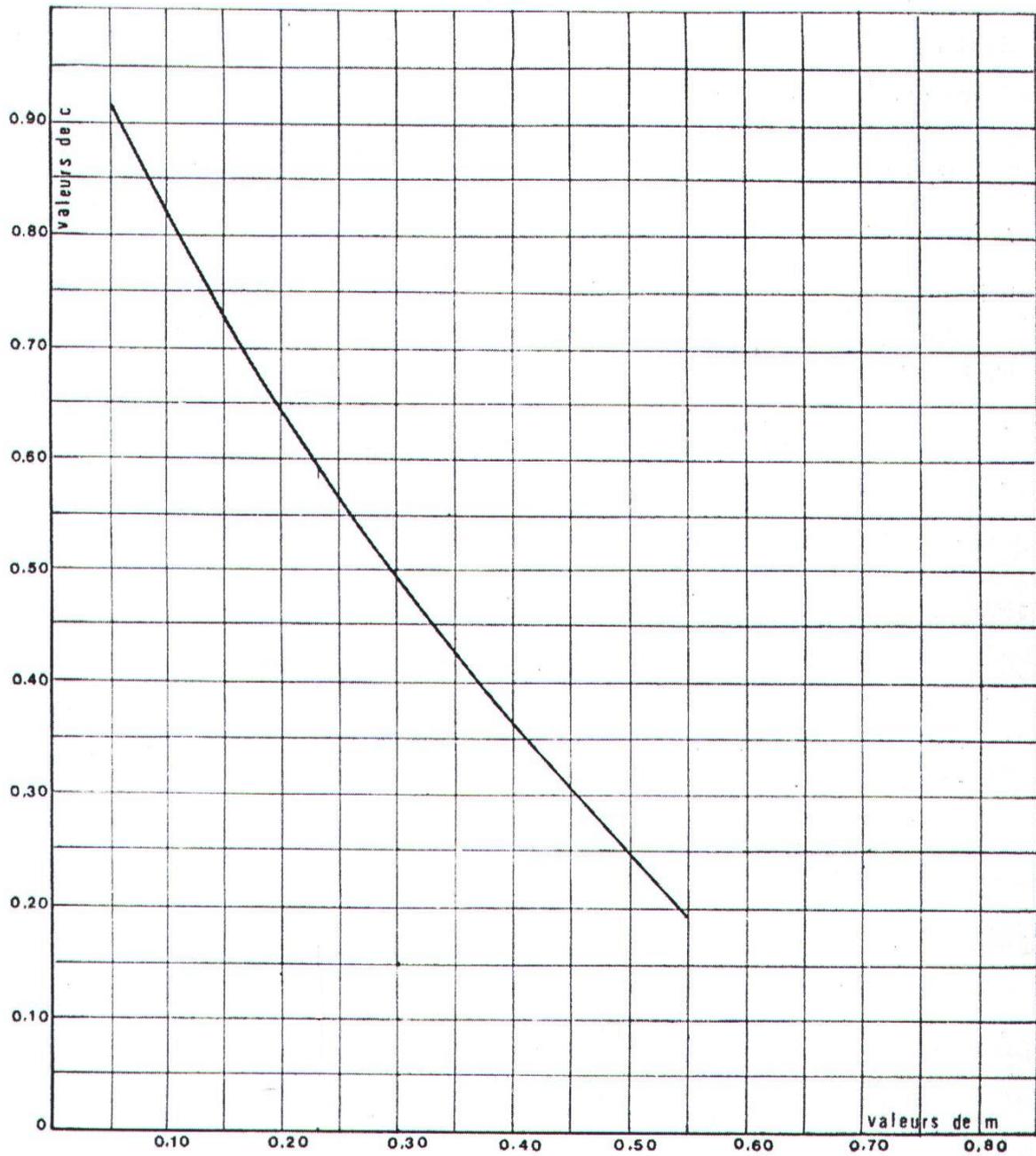
SATIN, M., & SELMI, B. (1995). *Guide technique de l'assainissement* (éd. Le Moniteur).

SEACO. (2012). *Protection et rénovation des champs captants de Hamma Zaoui et Ain Skhouna*. Constantine, Algérie.

Wikipédia. (2015). *Wikipédia l'encyclopédie libre*. Consulté le mars 2016, sur [https://fr.wikipedia.org/wiki/Didouche_Mourad_\(commune\)](https://fr.wikipedia.org/wiki/Didouche_Mourad_(commune))

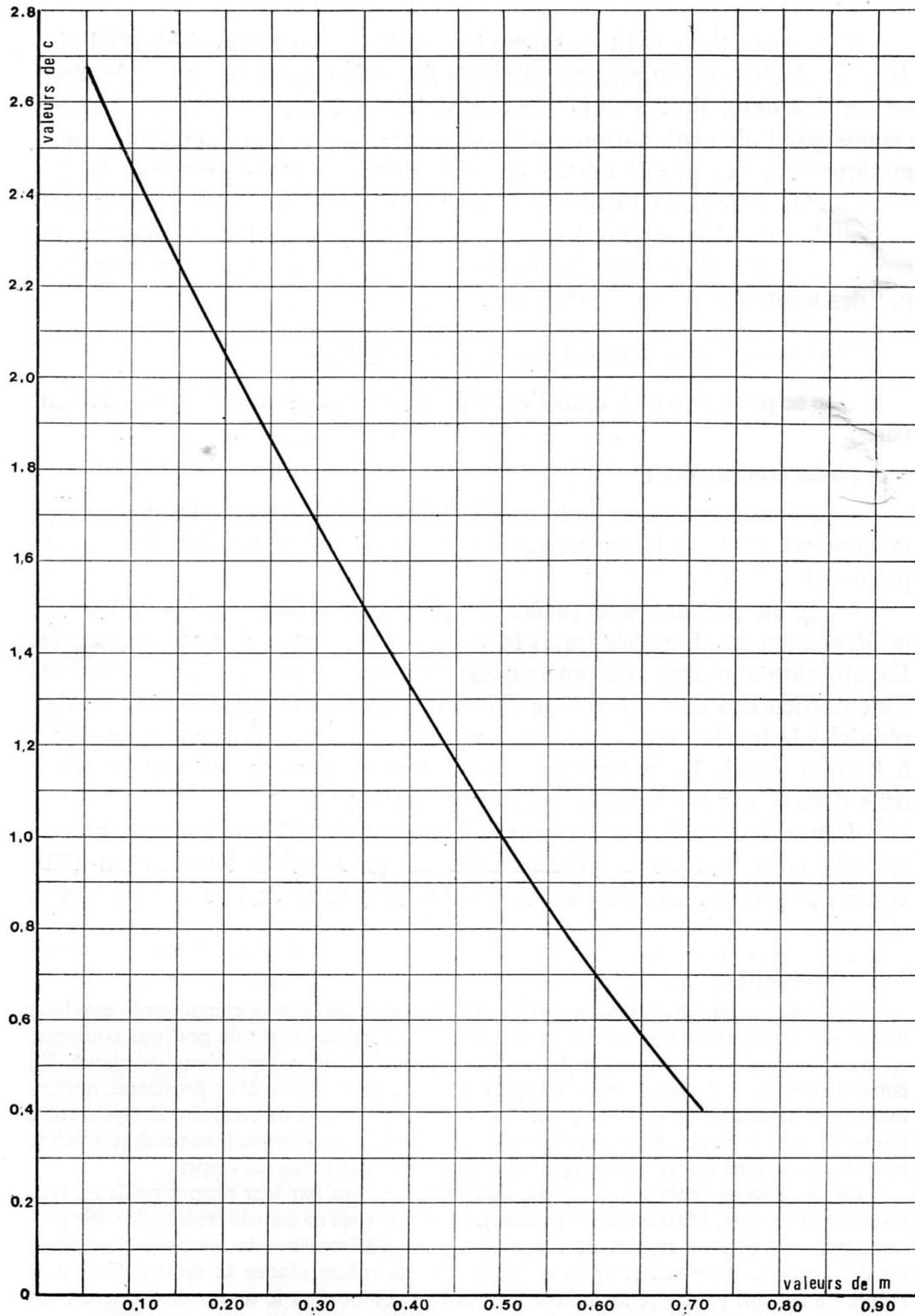
Annexe 2

Annexe 3



Graphique. Variation du coefficient de perte de charge c

Annexe 4



Graphique. variation du coefficient de perte de charge c'

Annexe 5

Tableau I. donnée à introduire dans EPANET (suite...)

ID-tuyau	Tronçons	Longueur (m)	Rugosité (mm)	Diamètre (mm)
Tuyau p4	n5-n6	46,18	0,01	200
Tuyau p5	n6-n7	27,91	0,01	200
Tuyau p6	n7-n8	32,2	0,01	200
Tuyau p7	n8-n9	28,17	0,01	200
Tuyau p8	n9-n10	32,66	0,01	200
Tuyau p9	n10-n11	33,69	0,01	200
Tuyau p10	n11-n12	35,01	0,01	200
Tuyau p13	n15-n16	30,32	0,01	200
Tuyau p18	n6-n21	35,76	0,01	200
Tuyau p19	n7-n22	35,24	0,01	200
Tuyau p20	n8-n23	34,83	0,01	200
Tuyau p21	n9-n24	35,27	0,01	200
Tuyau p22	n10-n25	34,71	0,01	200
Tuyau p23	n11-n26	37,72	0,01	200
Tuyau p24	n12-n27	34,28	0,01	200
Tuyau p26	n15-n30	50,35	0,01	200
Tuyau p27	n16-n31	51,24	0,01	200
Tuyau p28	n32-n33	49,62	0,01	200
Tuyau p29	n18-n34	49,72	0,01	200
Tuyau p30	n35-n36	49,99	0,01	200
Tuyau p31	n20-n37	49,07	0,01	200
Tuyau p33	n35-n40	60,45	0,01	200
Tuyau p34	n18-n41	58,87	0,01	200
Tuyau p36	n16-n44	58,61	0,01	200
Tuyau p37	n15-n45	58,07	0,01	200
Tuyau p38	n46-n47	57,24	0,01	200
Tuyau p40	n50-n51	40,3	0,01	200
Tuyau p41	n53-n52	34,03	0,01	200
Tuyau p42	n55-n54	12,7	0,01	200
Tuyau p43	n55-n56	13,2	0,01	200
Tuyau p44	n56-n57	22,24	0,01	200
Tuyau p45	n57-n58	15,63	0,01	200
Tuyau p46	n59-n60	34,13	0,01	200
Tuyau p50	n54-n66	31,24	0,01	200
Tuyau p51	n67-n68	3,784	0,01	200
Tuyau p52	n68-n69	26,41	0,01	200
Tuyau p55	n73-n72	32,21	0,01	200

Tableau I. donnée à introduire dans EPANET (suite...)

ID-tuyau	Tronçons	Longueur (m)	Rugosité (mm)	Diamètre (mm)
Tuyau p57	n75-n76	34,96	0,01	200
Tuyau p58	n53-n77	33,59	0,01	200
Tuyau p59	n52-n78	33,4	0,01	200
Tuyau p60	n79-n80	32,27	0,01	200
Tuyau p62	n83-n84	20,55	0,01	200
Tuyau p63	n85-n86	32,93	0,01	200
Tuyau p65	n89-n90	32,22	0,01	200
Tuyau p66	n91-n92	32,34	0,01	200
Tuyau p67	n93-n94	31,01	0,01	200
Tuyau p69	n97-n98	39,09	0,01	200
Tuyau p70	n98-n99	33,25	0,01	200
Tuyau p73	n103-n104	25,32	0,01	200
Tuyau p75	n106-n107	25,54	0,01	200
Tuyau p76	n106-n108	20,77	0,01	200
Tuyau p82	n115-n116	9,8	0,01	200
Tuyau p83	n116-n117	28,05	0,01	200
Tuyau p84	n116-n118	34,4	0,01	200
Tuyau p85	n119-n120	29,55	0,01	200
Tuyau p86	n121-n122	28,18	0,01	200
Tuyau p87	n123-n124	31,56	0,01	200
Tuyau p88	n125-n126	30,77	0,01	200
Tuyau p89	n127-n128	30,35	0,01	200
Tuyau p90	n129-n130	31,83	0,01	200
Tuyau p91	n131-n132	34	0,01	200
Tuyau p92	n133-n134	31,14	0,01	200
Tuyau p93	n135-n136	33,08	0,01	200
Tuyau p95	n139-n140	28,46	0,01	200
Tuyau p96	n141-n142	33,17	0,01	200
Tuyau p97	n143-n144	37,44	0,01	200
Tuyau p98	n145-n146	42,47	0,01	200
Tuyau p99	n96-n147	43,31	0,01	200
Tuyau p100	n97-n148	44,77	0,01	200
Tuyau p102	n151-n152	43,19	0,01	200
Tuyau p103	n153-n154	44,92	0,01	200
Tuyau p105	n157-n158	28,68	0,01	200
Tuyau p107	n161-n162	5,09	0,01	200
Tuyau p108	n163-n164	99,16	0,01	200

Tableau I. donnée à introduire dans EPANET (suite...)

ID-tuyau	Tronçons	Longueur (m)	Rugosité (mm)	Diamètre (mm)
Tuyau p111	n169-n170	34,9666	0,01	200
Tuyau p112	n171-n172	65,88	0,01	200
Tuyau p115	n176-n177	60,34	0,01	200
Tuyau p116	n178-n179	65,42	0,01	200
Tuyau p117	n180-n181	63,37	0,01	200
Tuyau p118	n182-n183	60,85	0,01	200
Tuyau p119	n184-n185	192,8	0,01	200
Tuyau p123	n191-n192	7,338	0,01	200
Tuyau p125	n194-n195	40,9	0,01	200
Tuyau p126	n195-n196	183,9	0,01	200
Tuyau p134	n209-n210	86,09	0,01	200
Tuyau p135	n211-n212	90,64	0,01	200
tuyau p136	n206-n213	153	0,01	200
Tuyau p137	n214-n215	151,1	0,01	200
Tuyau p138	n216-n217	181,9	0,01	200
Tuyau p140	n220-n221	190,2	0,01	200
Tuyau p145	n225-n129	18,69	0,01	200
Tuyau p146	n129-n131	23,4	0,01	200
Tuyau p147	n141-n226	73,02	0,01	200
Tuyau p148	n51-n225	2,793	0,01	200
Tuyau p149	n225-n143	12,14	0,01	200
Tuyau p152	n229-n57	29,03	0,01	200
Tuyau p156	n59-n233	11,39	0,01	200
Tuyau p157	n234-n59	27,35	0,01	200
Tuyau p160	n54-n67	39,66	0,01	200
Tuyau p162	n52-n79	28,19	0,01	200
Tuyau p165	n85-n83	26,47	0,01	200
Tuyau p168	n91-n89	28,86	0,01	200
Tuyau p169	n93-n91	25,53	0,01	200
Tuyau p170	n51-n93	21,39	0,01	200
Tuyau p171	n238-n237	16,76	0,01	200
Tuyau p172	n239-n238	15,37	0,01	200
Tuyau p175	n239-n243	29,21	0,01	200
Tuyau p178	n241-n246	31,09	0,01	200
Tuyau p180	n248-n115	1,222	0,01	200
Tuyau p181	n115-n239	28	0,01	200
Tuyau p184	n123-n121	24,25	0,01	200

Tableau I. donnée à introduire dans EPANET (suite...)

ID-tuyau	Tronçons	Longueur (m)	Rugosité (mm)	Diamètre (mm)
Tuyau p188	n133-n253	24,83	0,01	200
Tuyau p192	n133-n157	23,74	0,01	200
Tuyau p193	n135-n157	26,08	0,01	200
Tuyau p198	n161-n261	45,43	0,01	200
Tuyau p206	n162-n269	17,39	0,01	200
Tuyau p207	n162-n270	22,44	0,01	200
Tuyau p214	n186-n184	81,52	0,01	200
Tuyau p215	n184-n165	6,329	0,01	200
Tuyau p229	n291-n186	10,94	0,01	200
Tuyau p232	n295-n294	63,34	0,01	200
Tuyau p233	n295-n296	26,83	0,01	200
Tuyau p234	n169-n295	40,53	0,01	200
Tuyau p237	n178-n171	7,684	0,01	200
Tuyau p238	n180-n178	40,16	0,01	200
Tuyau p239	n297-n180	7,732	0,01	200
Tuyau p240	n182-n297	40,04	0,01	200
Tuyau p241	n176-n182	7,822	0,01	200
Tuyau p242	n166-n176	47,62	0,01	200
Tuyau p243	n298-n299	136,7	0,01	200
Tuyau p244	n298-n300	42,29	0,01	200
Tuyau p250	n308-n309	59,99	0,01	200
Tuyau p252	n312-n305	81,18	0,01	200
Tuyau p253	n305-n313	90,18	0,01	200
Tuyau p255	n165-n315	87,52	0,01	200
Tuyau p256	n315-n312	6,656	0,01	200
Tuyau p257	n312-n163	98,25	0,01	200
Tuyau p263	n293-n323	76,64	0,01	200
Tuyau p264	n293-n324	71,28	0,01	200
Tuyau p266	n326-n327	87,03	0,01	200
Tuyau p267	n293-n326	4,163	0,01	200
Tuyau p268	n228-n326	39,82	0,01	200
Tuyau p269	n329-n328	6,23	0,01	200
Tuyau p273	n214-n206	32,07	0,01	200
Tuyau p274	n216-n214	6,664	0,01	200
Tuyau p275	n331-n216	35,8	0,01	200
Tuyau p276	n220-n331	10,8	0,01	200
Tuyau p277	n209-n220	39,39	0,01	200

Tableau I. donnée à introduire dans EPANET (suite...)

ID-tuyau	Tronçons	Longueur (m)	Rugosité (mm)	Diamètre (mm)
Tuyau p280	n290-n334	66,64	0,01	200
Tuyau p281	n290-n335	106,4	0,01	200
Tuyau p282	n336-n337	100,2	0,01	200
Tuyau p284	n333-n340	120	0,01	200
Tuyau p287	n343-n344	94,51	0,01	200
Tuyau p288	n343-n345	205,8	0,01	200
Tuyau p289	n285-n346	194,7	0,01	200
Tuyau p290	n285-n283	96,87	0,01	200
Tuyau p291	n347-n348	116,1	0,01	200
Tuyau p292	n347-n349	204,2	0,01	200
Tuyau p293	n350-n351	123,4	0,01	200
Tuyau p294	n350-n352	188,1	0,01	200
Tuyau 1	n2-n50	182,815	0,01	200
Tuyau 7	n222-n5	57,49	0,01	200
Tuyau 8	n222-n46	61,02	0,01	200
Tuyau 9	n32-n43	58,74	0,01	200
Tuyau 10	n16-n32	30,58	0,01	200
Tuyau 11	n32-n18	32,73	0,01	200
Tuyau 12	n18-n35	34,61	0,01	200
Tuyau 13	n35-n20	33,93	0,01	200
Tuyau 14	n46-n29	51,06	0,01	200
Tuyau 15	n46-n15	30,99	0,01	200
Tuyau 16	n110-n114	25,96	0,01	200
Tuyau 17	n110-n112	29,12	0,01	200
Tuyau 24	n151-n266	14,71	0,01	200
Tuyau 25	n153-n151	27,44	0,01	200
Tuyau 29	n186-n188	190,91	0,01	200
Tuyau 33	n305-n308	41,67	0,01	200
Tuyau 34	n308-n307	7,26	0,01	200
Tuyau 35	n307-n302	21,71	0,01	200
Tuyau 36	n307-n303	36,01	0,01	200
Tuyau 38	n206-n208	133,85	0,01	200
Tuyau 41	n171-n169	132,651	0,01	200
Tuyau 42	n238-n245	32,97	0,01	200
Tuyau 44	2-3	40,0298	0,01	200
Tuyau 45	3-4	9,2444	0,01	200
Tuyau 51	3-n204	134,7905	0,01	200

Tableau I. donnée à introduire dans EPANET (suite...)

ID-tuyau	Tronçons	Longueur (m)	Rugosité (mm)	Diamètre (mm)
Tuyau 58	n20-n39	68,9282	0,01	200
Tuyau 59	n131-6	3,824	0,01	200
Tuyau 60	6-n141	25,419	0,01	200
Tuyau 62	n159-7	22,7381	0,01	200
Tuyau 63	n159-8	18,3379	0,01	200
Tuyau 64	9-n139	21,8457	0,01	200
Tuyau 65	9-n96	22,8929	0,01	200
Tuyau 66	n145-9	2,0139	0,01	200
Tuyau 67	n143-n145	26,6899	0,01	200
Tuyau 68	n139-n255	24,1605	0,01	200
Tuyau 69	n255-n138	28,8497	0,01	200
Tuyau 70	n255-n135	27,5085	0,01	200
Tuyau 71	n96-n252	21,1229	0,01	200
Tuyau 72	n252-n97	3,722	0,01	200
Tuyau 73	n98-n241	21,0633	0,01	200
Tuyau 74	n241-n248	25,8705	0,01	200
Tuyau 75	n248-n247	30,515	0,01	200
Tuyau 76	n119-n249	5,3088	0,01	200
Tuyau 77	n121-n119	25,117	0,01	200
Tuyau 78	n125-n123	27,2504	0,01	200
Tuyau 79	n127-n125	25,5746	0,01	200
Tuyau 80	n234-n62	31,9644	0,01	200
Tuyau 81	n58-n63	29,902	0,01	200
Tuyau 82	n58-n234	26,2146	0,01	200
Tuyau 83	n56-n65	33,3496	0,01	200
Tuyau 84	n55-n103	9,0499	0,01	200
Tuyau 85	n103-n102	22,7896	0,01	200
Tuyau 86	n67-n73	1,944	0,01	200
Tuyau 87	n73-n106	14,0513	0,01	200
Tuyau 88	n75-n53	37,2125	0,01	200
Tuyau 89	n72-n75	23,7142	0,01	200
Tuyau 90	10-n88	31,227	0,01	200
Tuyau 91	10-n85	22,8931	0,01	200
Tuyau 92	n89-10	25,9494	0,01	200
Tuyau 93	6-n260	30,4997	0,01	200
Tuyau 94	n260-n161	43,1911	0,01	200
Tuyau 95	n260-n159	5,5427	0,01	200

Tableau I. donnée à introduire dans EPANET (suite et fin)

ID-tuyau	Tronçons	Longueur (m)	Rugosité (mm)	Diamètre (mm)
Tuyau 97	n261-n156	44,6	0,01	200
Tuyau 98	n230-n110	6,997	0,01	200
Tuyau 100	n99-n230	27,97	0,01	200
Tuyau 101	n230-n229	13,76	0,01	200
Tuyau 102	n229-n150	46,91	0,01	200
Tuyau 103	n297-n175	62,84	0,01	200
Tuyau 104	n166-n298	59,59	0,01	200
Tuyau 107	n291-2	100,65	0,01	200
Tuyau 108	n350-4	54,2128	0,01	200
Tuyau 111	n328-n316	185,12	0,01	200
Tuyau 112	2-n329	132,2458	0,01	200
Tuyau 113	n328-n322	99,6792	0,01	200
Tuyau 114	n50-n291	1198,5848	0,01	200
Tuyau 115	n347-n285	7,72	0,01	200
Tuyau 116	n285-n343	35,88	0,01	200
Tuyau 117	n288-n342	88,4989	0,01	200
Tuyau 118	n288-n333	86,3971	0,01	200
Tuyau 119	n288-n343	7,684	0,01	200
Tuyau 120	n336-n339	88,3575	0,01	200
Tuyau 121	n219-n331	197,5	0,01	200
Tuyau 2	n308-n311	63,41	0,01	200
Tuyau 3	n202-5	131,4326	0,01	200
Tuyau 4	4-5	3,3642	0,01	200
Tuyau 18	n192-n194	182,3217	0,01	200
Tuyau 19	n191-n190	8,518	0,01	200
Tuyau 20	n189-n191	70,6153	0,01	200
Tuyau 22	n350-n347	38,0159	0,01	200
Tuyau 23	n288-n336	35,5698	0,01	200
Tuyau 26	n336-n290	6,4424	0,01	200
Tuyau 5	5-n201	176,6409	0,01	200
tuyau 27	n83-12	25,69	0,01	200
tuyau 28	n79-n82	39,13	0,01	200
tuyau 30	n326-n189	94,4797	0,01	200
tuyau 31	n315-n353	183,98	0,01	200
Tuyau 32	R1-n2	30,93	0,01	200
tuyau 6	11-n222	310,941	0,01	200

Tableau II: résultats de la simulation au niveau des arcs cas de pointe (suite...)

ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau p4	40	1.02	0.81	Tuyau p62	20	0.04	0.13
Tuyau p5	40	0.84	0.67	Tuyau p63	20	0.07	0.22
Tuyau p6	32	0.71	0.88	Tuyau p65	20	0.07	0.22
Tuyau p7	32	0.57	0.71	Tuyau p66	20	0.07	0.22
Tuyau p8	25	0.44	0.9	Tuyau p67	20	0.07	0.22
Tuyau p9	20	0.3	0.95	Tuyau p69	63	2.92	0.94
Tuyau p10	20	0.15	0.48	Tuyau p70	63	2.21	0.71
Tuyau p13	50	1.47	0.75	Tuyau p73	20	0.05	0.16
Tuyau p18	20	0.08	0.25	Tuyau p75	20	0.05	0.16
Tuyau p19	20	0.07	0.22	Tuyau p76	20	0.04	0.13
Tuyau p20	20	0.07	0.22	Tuyau p82	20	0.15	0.48
Tuyau p21	20	0.07	0.22	Tuyau p83	20	0.06	0.19
Tuyau p22	20	0.07	0.22	Tuyau p84	20	0.07	0.22
Tuyau p23	20	0.08	0.25	Tuyau p85	20	0.06	0.19
Tuyau p24	20	0.08	0.25	Tuyau p86	20	0.06	0.19
Tuyau p26	20	0.11	0.35	Tuyau p87	20	0.07	0.22
Tuyau p27	20	0.11	0.35	Tuyau p88	20	0.06	0.19
Tuyau p28	20	0.1	0.32	Tuyau p89	20	0.06	0.19
Tuyau p29	20	0.1	0.32	Tuyau p90	20	0.07	0.22
Tuyau p30	20	0.1	0.32	Tuyau p91	20	0.07	0.22
Tuyau p31	20	0.1	0.32	Tuyau p92	20	0.07	0.22
Tuyau p33	20	0.13	0.41	Tuyau p93	20	0.07	0.22
Tuyau p34	20	0.12	0.38	Tuyau p95	20	0.06	0.19
Tuyau p36	20	0.12	0.38	Tuyau p96	20	0.07	0.22
Tuyau p37	20	0.12	0.38	Tuyau p97	20	0.08	0.25
Tuyau p38	20	0.12	0.38	Tuyau p98	20	0.09	0.29
Tuyau p40	110	7.1	0.75	Tuyau p99	20	0.09	0.29
Tuyau p41	25	0.35	0.71	Tuyau p100	20	0.09	0.29
Tuyau p42	40	1.13	0.9	Tuyau p102	20	0.09	0.29
Tuyau p43	50	1.28	0.65	Tuyau p103	20	0.09	0.29
Tuyau p44	50	1.4	0.72	Tuyau p105	20	0.06	0.19
Tuyau p45	25	0.37	0.75	Tuyau p107	20	0.1	0.32
Tuyau p46	20	0.07	0.22	Tuyau p108	20	0.21	0.67
Tuyau p50	20	0.07	0.22	Tuyau p109	63	2.38	0.76
Tuyau p51	20	0.07	0.22	Tuyau p111	20	0.07	0.22
Tuyau p52	20	0.06	0.19	Tuyau p112	20	0.14	0.45
Tuyau p55	32	0.76	0.94	Tuyau p115	20	0.13	0.41
Tuyau p56	20	0.07	0.22	Tuyau p116	20	0.14	0.45
Tuyau p57	20	0.07	0.22	Tuyau p117	20	0.13	0.41
Tuyau p58	20	0.07	0.22	Tuyau p118	20	0.13	0.41
Tuyau p59	20	0.07	0.22	Tuyau p119	25	0.4	0.81
Tuyau p60	20	0.07	0.22	Tuyau p123	40	0.88	0.7

Tableau II: résultats de la simulation au niveau des arcs cas de pointe (suite...)

ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau p125	25	0.48	0.98	Tuyau p237	32	0.8	0.99
Tuyau p126	20	0.39	1.24	Tuyau p238	40	1.02	0.81
Tuyau p134	20	0.18	0.57	Tuyau p239	40	1.17	0.93
Tuyau p135	20	0.19	0.6	Tuyau p240	40	1.35	1.07
Tuyau p136	25	0.32	0.65	Tuyau p241	40	1.5	1.19
Tuyau p137	25	0.32	0.65	Tuyau p242	50	1.73	0.88
Tuyau p138	25	0.38	0.77	Tuyau p243	20	0.29	0.92
Tuyau p140	25	0.4	0.81	Tuyau p244	20	0.09	0.29
Tuyau p145	50	1.43	0.73	Tuyau p250	20	0.13	0.41
Tuyau p146	50	1.32	0.67	Tuyau p252	40	0.83	0.66
Tuyau p147	20	0.15	0.48	Tuyau p253	20	0.19	0.6
Tuyau p148	90	6.27	0.99	Tuyau p255	50	1.83	0.93
Tuyau p149	90	4.83	0.76	Tuyau p256	40	1.26	1
Tuyau p152	50	1.83	0.93	Tuyau p257	25	0.42	0.86
Tuyau p156	20	0.02	0.06	Tuyau p263	20	0.16	0.51
Tuyau p157	20	0.15	0.48	Tuyau p264	20	0.15	0.48
Tuyau p160	40	1.03	0.82	Tuyau p266	20	0.18	0.57
Tuyau p162	20	0.21	0.67	Tuyau p267	20	0.32	1.02
Tuyau p165	20	0.15	0.48	Tuyau p268	50	1.83	0.93
Tuyau p168	32	0.52	0.65	Tuyau p269	63	2.44	0.78
Tuyau p169	32	0.64	0.8	Tuyau p273	32	0.67	0.83
Tuyau p170	32	0.75	0.93	Tuyau p274	40	1	0.8
Tuyau p171	20	0.04	0.13	Tuyau p275	40	1.46	1.16
Tuyau p172	20	0.14	0.45	Tuyau p276	50	1.89	0.96
Tuyau p175	20	0.06	0.19	Tuyau p277	63	2.37	0.76
Tuyau p178	20	0.07	0.22	Tuyau p278	63	2.57	0.82
Tuyau p180	25	0.41	0.84	Tuyau p280	20	0.14	0.45
Tuyau p181	20	0.26	0.83	Tuyau p281	20	0.22	0.7
Tuyau p184	20	0.23	0.73	Tuyau p282	20	0.21	0.67
Tuyau p187	32	0.58	0.72	Tuyau p284	20	0.25	0.8
Tuyau p188	20	0.05	0.16	Tuyau p287	20	0.2	0.64
Tuyau p192	20	0.17	0.54	Tuyau p288	25	0.43	0.88
Tuyau p193	20	0.28	0.89	Tuyau p289	25	0.41	0.84
Tuyau p198	32	0.57	0.71	Tuyau p290	20	0.2	0.64
Tuyau p206	20	0.04	0.13	Tuyau p291	20	0.24	0.76
Tuyau p207	20	0.05	0.16	Tuyau p292	25	0.43	0.88
Tuyau p214	90	4.79	0.75	Tuyau p293	20	0.26	0.83
Tuyau p215	75	4.22	0.96	Tuyau p294	25	0.39	0.79
Tuyau p229	90	5.21	0.82	Tuyau 1	200	23.45	0.75
Tuyau p232	20	0.13	0.41	Tuyau 7	40	1.14	0.91
Tuyau p233	20	0.06	0.19	Tuyau 8	50	2.13	1.08
Tuyau p234	20	0.28	0.89	Tuyau 9	20	0.12	0.38

Tableau II: résultats de la simulation au niveau des arcs cas de pointe (suite...)

ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 10	40	1.18	0.94	Tuyau 79	25	0.47	0.96
Tuyau 11	40	0.9	0.72	Tuyau 80	20	0.07	0.22
Tuyau 12	32	0.61	0.76	Tuyau 81	20	0.06	0.19
Tuyau 13	20	0.31	0.99	Tuyau 82	20	0.28	0.89
Tuyau 14	20	0.11	0.35	Tuyau 83	20	0.07	0.22
Tuyau 15	50	1.77	0.9	Tuyau 84	20	0.12	0.38
Tuyau 16	20	0.05	0.16	Tuyau 85	20	0.05	0.16
Tuyau 17	20	0.06	0.19	Tuyau 86	32	0.88	1.1
Tuyau 24	20	0.03	0.1	Tuyau 87	20	0.12	0.38
Tuyau 25	20	0.18	0.57	Tuyau 88	25	0.5	1.02
Tuyau 29	25	0.4	0.81	Tuyau 89	32	0.62	0.77
Tuyau 33	25	0.47	0.96	Tuyau 90	20	0.07	0.22
Tuyau 34	20	0.12	0.38	Tuyau 91	20	0.27	0.86
Tuyau 35	20	0.02	0.06	Tuyau 92	25	0.39	0.79
Tuyau 36	20	0.08	0.25	Tuyau 93	40	0.92	0.73
Tuyau 38	20	0.28	0.89	Tuyau 94	32	0.76	0.94
Tuyau 41	32	0.64	0.8	Tuyau 95	20	0.1	0.32
Tuyau 42	20	0.07	0.22	Tuyau 96	20	0.38	1.21
Tuyau 44	110	8.21	0.86	Tuyau 97	20	0.09	0.29
Tuyau 45	110	7.85	0.83	Tuyau 98	20	0.12	0.38
Tuyau 51	20	0.28	0.89	Tuyau 100	50	2.14	1.09
Tuyau 55	63	2.84	0.91	Tuyau 101	50	1.96	1
Tuyau 58	20	0.14	0.45	Tuyau 102	20	0.1	0.32
Tuyau 59	40	1.2	0.95	Tuyau 103	20	0.1	0.32
Tuyau 60	20	0.27	0.86	Tuyau 104	25	0.51	1.04
Tuyau 62	20	0.05	0.16	Tuyau 107	125	11.14	0.91
Tuyau 63	20	0.04	0.13	Tuyau 108	119	7.17	0.64
Tuyau 64	32	0.78	0.97	Tuyau 111	25	0.39	0.79
Tuyau 65	75	3.78	0.86	Tuyau 112	63	2.72	0.87
Tuyau 66	75	4.57	1.03	Tuyau 113	20	0.21	0.67
Tuyau 67	90	4.72	0.74	Tuyau 114	160	16.35	0.81
Tuyau 68	32	0.67	0.83	Tuyau 115	90	5.66	0.89
Tuyau 69	20	0.21	0.67	Tuyau 116	90	5.03	0.79
Tuyau 70	25	0.41	0.84	Tuyau 117	20	0.19	0.6
Tuyau 71	75	3.64	0.82	Tuyau 118	63	3.27	1.05
Tuyau 72	75	3.02	0.68	Tuyau 119	75	4.32	0.98
Tuyau 73	32	0.63	0.78	Tuyau 120	20	0.19	0.6
Tuyau 74	25	0.52	1.06	Tuyau 121	20	0.41	1.31
Tuyau 75	20	0.06	0.19	Tuyau 2	20	0.13	0.41
Tuyau 76	20	0.01	0.03	Tuyau 3	20	0.28	0.89
Tuyau 77	20	0.12	0.38	Tuyau 4	32	0.66	0.82
Tuyau 78	25	0.36	0.73	Tuyau 18	32	0.86	1.07

Tableau II: résultats de la simulation au niveau des arcs cas de pointe (suite et fin)

ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 19	20	0.02	0.06	Tuyau 27	20	0.05	0.16
Tuyau 20	40	1.05	0.84	Tuyau 28	20	0.08	0.25
Tuyau 22	110	6.41	0.67	Tuyau 30	40	1.25	0.99
Tuyau 23	32	0.84	1.04	Tuyau 31	25	0.39	0.79
Tuyau 26	25	0.37	0.75	Tuyau 32	200	26.72	0.85
Tuyau 5	25	0.37	0.75	Tuyau 21	63	3.27	1.05

Tableau III: caractéristiques des nœuds en cas de pointe cas de pointe (suite...)

ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)	ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)	ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)
Nœud n2	0	59.91	Nœud n41	0.12	47.99	Nœud n79	0.06	33.8
Nœud n5	0.12	50.36	Nœud n43	0.12	47.51	Nœud n80	0.07	34.64
Nœud n6	0.1	49.71	Nœud n44	0.12	48.21	Nœud n82	0.08	36.55
Nœud n7	0.06	48.83	Nœud n45	0.12	48.81	Nœud n83	0.06	40.78
Nœud n8	0.07	47.58	Nœud n46	0.13	50.09	Nœud n84	0.04	41.75
Nœud n9	0.06	47.03	Nœud n47	0.12	49.89	Nœud n85	0.05	40.27
Nœud n10	0.07	46.71	Nœud n50	0	46.47	Nœud n86	0.07	41.11
Nœud n11	0.07	45.77	Nœud n51	0.08	43.27	Nœud n88	0.07	41.33
Nœud n12	0.07	45.87	Nœud n52	0.07	32.75	Nœud n89	0.06	40.38
Nœud n15	0.07	43.68	Nœud n53	0.08	31.73	Nœud n90	0.07	42.22
Nœud n16	0.06	40.73	Nœud n54	0.03	32.33	Nœud n91	0.05	39.89
Nœud n18	0.07	39.77	Nœud n55	0.03	32.63	Nœud n92	0.07	42.73
Nœud n20	0.07	40.44	Nœud n56	0.05	32.77	Nœud n93	0.04	41.54
Nœud n21	0.08	54.05	Nœud n57	0.06	34.04	Nœud n94	0.07	43.39
Nœud n22	0.07	53.9	Nœud n58	0.03	33.54	Nœud n96	0.05	39.73
Nœud n23	0.07	52.54	Nœud n59	0.06	35.55	Nœud n97	0.01	40.51
Nœud n24	0.07	51.84	Nœud n60	0.07	33.38	Nœud n98	0.08	38.93
Nœud n25	0.07	50.69	Nœud n62	0.07	31.9	Nœud n99	0.07	38.63
Nœud n26	0.08	49.97	Nœud n63	0.06	32.43	Nœud n102	0.05	32.47
Nœud n27	0.08	50.68	Nœud n65	0.07	31.6	Nœud n103	0.02	32.52
Nœud n29	0.11	37.11	Nœud n66	0.07	31.17	Nœud n104	0.05	32.46
Nœud n30	0.11	36.44	Nœud n67	0.08	31.51	Nœud n106	0.03	31.25
Nœud n31	0.11	35.17	Nœud n68	0.01	31.49	Nœud n107	0.05	31.19
Nœud n32	0.06	39.66	Nœud n69	0.06	31.39	Nœud n108	0.04	31.22
Nœud n33	0.1	34.6	Nœud n72	0.07	30.31	Nœud n110	0.01	35.82
Nœud n34	0.1	35.75	Nœud n73	0.004	31.43	Nœud n112	0.06	36.71
Nœud n35	0.07	44	Nœud n74	0.07	31.15	Nœud n114	0.05	34.76
Nœud n36	0.1	36.51	Nœud n75	0.05	31.74	Nœud n115	0	33.86
Nœud n37	0.1	35.61	Nœud n76	0.07	32.56	Nœud n116	0.02	32.68
Nœud n39	0.14	46.39	Nœud n77	0.07	32.56	Nœud n117	0.06	32.57
Nœud n40	0.13	48.24	Nœud n78	0.07	33.59	Nœud n118	0.07	35.5

Tableau III: caractéristiques des nœuds en cas de pointe cas de pointe (suite...)

ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)	ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)	ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)
Nœud n119	0.05	34.73	Nœud n165	0.01	15.39	Nœud n221	0.4	41.88
Nœud n120	0.06	36.62	Nœud n166	0.14	15.69	Nœud n222	0	46.16
Nœud n121	0.05	34.05	Nœud n169	0.29	18.55	Nœud n225	0.01	43.24
Nœud n122	0.06	35.95	Nœud n170	0.07	18.37	Nœud n226	0.15	51.93
Nœud n123	0.06	35.02	Nœud n171	0.02	14.93	Nœud n229	0.03	35.6
Nœud n124	0.07	34.86	Nœud n172	0.14	17.83	Nœud n230	0.06	36.91
Nœud n125	0.05	34.84	Nœud n175	0.1	19.64	Nœud n233	0.02	37.55
Nœud n126	0.06	35.72	Nœud n176	0.1	14.86	Nœud n234	0.06	34.07
Nœud n127	0.05	36.07	Nœud n177	0.13	19.97	Nœud n237	0.04	31.2
Nœud n128	0.06	37.96	Nœud n178	0.08	15.22	Nœud n238	0.03	31.22
Nœud n129	0.04	44.01	Nœud n179	0.14	19.13	Nœud n239	0.06	32.48
Nœud n130	0.07	44.84	Nœud n180	0.02	15.02	Nœud n241	0.04	36.41
Nœud n131	0.05	45.75	Nœud n181	0.13	19.09	Nœud n243	0.06	32.37
Nœud n132	0.07	46.58	Nœud n182	0.02	14.55	Nœud n245	0.07	33.06
Nœud n133	0.05	36.43	Nœud n183	0.13	19.65	Nœud n246	0.07	35.25
Nœud n134	0.07	39.28	Nœud n184	0.17	15.46	Nœud n247	0.06	33.79
Nœud n135	0.06	36.46	Nœud n185	0.4	27.47	Nœud n248	0.05	33.91
Nœud n136	0.07	38.29	Nœud n186	0.02	13.99	Nœud n249	0.01	34.73
Nœud n138	0.21	36.11	Nœud n188	0.4	27.06	Nœud n252	0.04	39.53
Nœud n139	0.05	39.17	Nœud n189	0.2	9.19	Nœud n253	0.05	37.38
Nœud n140	0.06	40.06	Nœud n190	0.02	11.69	Nœud n255	0.05	37.5
Nœud n141	0.05	46.31	Nœud n191	0.15	11.7	Nœud n260	0.06	44.14
Nœud n142	0.07	47.14	Nœud n192	0.02	27.59	Nœud n261	0.1	42.7
Nœud n143	0.03	42.16	Nœud n194	0.38	9.7	Nœud n266	0.03	35.08
Nœud n144	0.08	44.92	Nœud n195	0.09	9.65	Nœud n269	0.04	45.58
Nœud n145	0.06	40.99	Nœud n196	0.39	5.94	Nœud n270	0.05	43.55
Nœud n146	0.09	44.66	Nœud n201	0.37	25.48	Nœud n283	0.2	35.72
Nœud n147	0.09	44.39	Nœud n202	0.28	17.65	Nœud n285	0.02	39.74
Nœud n148	0.09	44.16	Nœud n204	0.28	16.61	Nœud n288	0.02	44.39
Nœud n150	0.1	39.17	Nœud n206	0.07	60.17	Nœud n290	0.01	47.71
Nœud n151	0.06	35.09	Nœud n208	0.28	53.63	Nœud n291	0	14.07
Nœud n152	0.09	30.75	Nœud n209	0.02	50.17	Nœud n293	0.01	13.61
Nœud n153	0.11	36.8	Nœud n210	0.18	48.95	Nœud n294	0.13	18.33
Nœud n154	0.09	32.45	Nœud n211	0.08	49.26	Nœud n295	0.09	18.26
Nœud n156	0.09	36.36	Nœud n212	0.19	46.69	Nœud n296	0.06	18.16
Nœud n157	0.05	35.99	Nœud n213	0.32	55.44	Nœud n297	0.08	15.22
Nœud n158	0.06	37.88	Nœud n214	0.01	58.06	Nœud n298	0.13	17.36
Nœud n159	0.01	45.09	Nœud n215	0.32	52.37	Nœud n299	0.29	12.16
Nœud n161	0.09	42.65	Nœud n216	0.08	57.19	Nœud n300	0.09	16.03
Nœud n162	0.01	44.6	Nœud n217	0.38	47.17	Nœud n302	0.02	26.25
Nœud n163	0.21	28.61	Nœud n219	0.41	28.57	Nœud n303	0.08	29.03
Nœud n164	0.21	29.24	Nœud n220	0.08	53.77	Nœud n305	0.17	24.37

Tableau III: caractéristiques des nœuds en cas de pointe cas de pointe (suite et fin)

ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)	ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)	ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)
Nœud n307	0.02	28.26	Nœud n331	0.02	54.55	Nœud n349	0.43	35.38
Nœud n308	0.09	27.35	Nœud n333	0.18	44.82	Nœud n350	0.11	34.96
Nœud n309	0.13	23.47	Nœud n334	0.14	45.6	Nœud n351	0.26	25.86
Nœud n311	0.13	29.42	Nœud n335	0.22	46.79	Nœud n352	0.39	33.44
Nœud n312	0.01	23.49	Nœud n336	0.07	46.91	Nœud n353	0.39	21.31
Nœud n313	0.19	24.8	Nœud n337	0.21	45.52	Nœud 2	0.21	23.46
Nœud n315	0.18	22.69	Nœud n339	0.19	43.4	Nœud 3	0.08	27.2
Nœud n316	0.39	19.26	Nœud n340	0.25	42.29	Nœud 4	0.02	28.15
Nœud n322	0.21	17.3	Nœud n342	0.19	40.87	Nœud 5	0.01	28.06
Nœud n323	0.16	9	Nœud n343	0.08	43.49	Nœud 6	0.01	45.65
Nœud n324	0.15	13.27	Nœud n344	0.2	39.55	Nœud 7	0.05	45.04
Nœud n326	0.08	14.91	Nœud n345	0.43	40	Nœud 8	0.04	45.07
Nœud n327	0.18	12.65	Nœud n346	0.41	37.36	Nœud 9	0.004	40.96
Nœud n328	0.01	19.68	Nœud n347	0.08	38.81	Nœud 10	0.05	40.48
Nœud n329	0.28	19.75	Nœud n348	0.24	32.83	Nœud 12	0.05	40.72
						Nœud 13	0	19.91

Tableau IV: résultats de la simulation au niveau des arcs cas de pointe+incendie (suite...)

ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau p4	40	1.02	0.81	Tuyau p30	20	0.1	0.32
Tuyau p5	40	0.84	0.67	Tuyau p31	20	0.1	0.32
Tuyau p6	32	0.71	0.88	Tuyau p33	20	0.13	0.41
Tuyau p7	32	0.57	0.71	Tuyau p34	20	0.12	0.38
Tuyau p8	25	0.44	0.9	Tuyau p36	20	0.12	0.38
Tuyau p9	20	0.3	0.95	Tuyau p37	20	0.12	0.38
Tuyau p10	20	0.15	0.48	Tuyau p38	20	0.12	0.38
Tuyau p13	50	1.47	0.75	Tuyau p40	110	7.1	0.75
Tuyau p18	20	0.08	0.25	Tuyau p41	25	0.35	0.71
Tuyau p19	20	0.07	0.22	Tuyau p42	40	1.13	0.9
Tuyau p20	20	0.07	0.22	Tuyau p43	50	1.28	0.65
Tuyau p21	20	0.07	0.22	Tuyau p44	50	1.4	0.72
Tuyau p22	20	0.07	0.22	Tuyau p45	25	0.37	0.75
Tuyau p23	20	0.08	0.25	Tuyau p46	20	0.07	0.22
Tuyau p24	20	0.08	0.25	Tuyau p50	20	0.07	0.22
Tuyau p26	20	0.11	0.35	Tuyau p51	20	0.07	0.22
Tuyau p27	20	0.11	0.35	Tuyau p52	20	0.06	0.19
Tuyau p28	20	0.1	0.32	Tuyau p55	32	0.76	0.94
Tuyau p29	20	0.1	0.32	Tuyau p56	20	0.07	0.22

Tableau IV: résultats de la simulation au niveau des arcs cas de pointe+incendie (suite...)

ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau p57	20	0.07	0.22	Tuyau p116	20	0.14	0.45
Tuyau p58	20	0.07	0.22	Tuyau p117	20	0.13	0.41
Tuyau p59	20	0.07	0.22	Tuyau p118	20	0.13	0.41
Tuyau p60	20	0.07	0.22	Tuyau p119	25	0.4	0.81
Tuyau p62	20	0.04	0.13	Tuyau p123	40	0.88	0.7
Tuyau p63	20	0.07	0.22	Tuyau p125	25	0.48	0.98
Tuyau p65	20	0.07	0.22	Tuyau p126	20	0.39	1.24
Tuyau p66	20	0.07	0.22	Tuyau p134	20	0.18	0.57
Tuyau p67	20	0.07	0.22	Tuyau p135	20	0.19	0.6
Tuyau p69	63	2.92	0.94	Tuyau p136	25	0.32	0.65
Tuyau p70	63	2.21	0.71	Tuyau p137	25	0.32	0.65
Tuyau p73	20	0.05	0.16	Tuyau p138	25	0.38	0.77
Tuyau p75	20	0.05	0.16	Tuyau p140	25	0.4	0.81
Tuyau p76	20	0.04	0.13	Tuyau p145	50	1.43	0.73
Tuyau p82	20	0.15	0.48	Tuyau p146	50	1.32	0.67
Tuyau p83	20	0.06	0.19	Tuyau p147	20	0.15	0.48
Tuyau p84	20	0.07	0.22	Tuyau p148	90	6.27	0.99
Tuyau p85	20	0.06	0.19	Tuyau p149	90	4.83	0.76
Tuyau p86	20	0.06	0.19	Tuyau p152	50	1.83	0.93
Tuyau p87	20	0.07	0.22	Tuyau p156	20	0.02	0.06
Tuyau p88	20	0.06	0.19	Tuyau p157	20	0.15	0.48
Tuyau p89	20	0.06	0.19	Tuyau p160	40	1.03	0.82
Tuyau p90	20	0.07	0.22	Tuyau p162	20	0.21	0.67
Tuyau p91	20	0.07	0.22	Tuyau p165	20	0.15	0.48
Tuyau p92	20	0.07	0.22	Tuyau p168	32	0.52	0.65
Tuyau p93	20	0.07	0.22	Tuyau p169	32	0.64	0.8
Tuyau p95	20	0.06	0.19	Tuyau p170	32	0.75	0.93
Tuyau p96	20	0.07	0.22	Tuyau p171	20	0.04	0.13
Tuyau p97	20	0.08	0.25	Tuyau p172	20	0.14	0.45
Tuyau p98	20	0.09	0.29	Tuyau p175	20	0.06	0.19
Tuyau p99	20	0.09	0.29	Tuyau p178	20	0.07	0.22
Tuyau p100	20	0.09	0.29	Tuyau p180	25	0.41	0.84
Tuyau p102	20	0.09	0.29	Tuyau p181	20	0.26	0.83
Tuyau p103	20	0.09	0.29	Tuyau p184	20	0.23	0.73
Tuyau p105	20	0.06	0.19	Tuyau p187	32	0.58	0.72
Tuyau p107	20	0.1	0.32	Tuyau p188	20	0.05	0.16
Tuyau p108	20	0.21	0.67	Tuyau p192	20	0.17	0.54
Tuyau p109	63	2.38	0.76	Tuyau p193	20	0.28	0.89
Tuyau p111	20	0.07	0.22	Tuyau p198	32	0.57	0.71
Tuyau p112	20	0.14	0.45	Tuyau p206	20	0.04	0.13
Tuyau p115	20	0.13	0.41	Tuyau p207	20	0.05	0.16

Tableau IV: résultats de la simulation au niveau des arcs cas de pointe+incendie (suite...)

ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau p214	90	4.79	0.75	Tuyau p291	20	0.24	0.76
Tuyau p215	75	4.22	0.96	Tuyau p292	25	0.43	0.88
Tuyau p229	90	5.21	0.82	Tuyau p293	20	0.26	0.83
Tuyau p232	20	0.13	0.41	Tuyau p294	25	0.39	0.79
Tuyau p233	20	0.06	0.19	Tuyau 1	200	40.45	1.29
Tuyau p234	20	0.28	0.89	Tuyau 7	40	1.14	0.91
Tuyau p237	32	0.8	0.99	Tuyau 8	50	2.13	1.08
Tuyau p238	40	1.02	0.81	Tuyau 9	20	0.12	0.38
Tuyau p239	40	1.17	0.93	Tuyau 10	40	1.18	0.94
Tuyau p240	40	1.35	1.07	Tuyau 11	40	0.9	0.72
Tuyau p241	40	1.5	1.19	Tuyau 12	32	0.61	0.76
Tuyau p242	50	1.73	0.88	Tuyau 13	20	0.31	0.99
Tuyau p243	20	0.29	0.92	Tuyau 14	20	0.11	0.35
Tuyau p244	20	0.09	0.29	Tuyau 15	50	1.77	0.9
Tuyau p250	20	0.13	0.41	Tuyau 16	20	0.05	0.16
Tuyau p252	40	0.83	0.66	Tuyau 17	20	0.06	0.19
Tuyau p253	20	0.19	0.6	Tuyau 24	20	0.03	0.1
Tuyau p255	50	1.83	0.93	Tuyau 25	20	0.18	0.57
Tuyau p256	40	1.26	1	Tuyau 29	25	0.4	0.81
Tuyau p257	25	0.42	0.86	Tuyau 33	25	0.47	0.96
Tuyau p263	20	0.16	0.51	Tuyau 34	20	0.12	0.38
Tuyau p264	20	0.15	0.48	Tuyau 35	20	0.02	0.06
Tuyau p266	20	0.18	0.57	Tuyau 36	20	0.08	0.25
Tuyau p267	20	0.32	1.02	Tuyau 38	20	0.28	0.89
Tuyau p268	50	1.83	0.93	Tuyau 41	32	0.64	0.8
Tuyau p269	63	2.44	0.78	Tuyau 42	20	0.07	0.22
Tuyau p273	32	0.67	0.83	Tuyau 44	110	8.21	0.86
Tuyau p274	40	1	0.8	Tuyau 45	110	7.85	0.83
Tuyau p275	40	1.46	1.16	Tuyau 51	20	0.28	0.89
Tuyau p276	50	1.89	0.96	Tuyau 55	63	2.84	0.91
Tuyau p277	63	2.37	0.76	Tuyau 58	20	0.14	0.45
Tuyau p278	63	2.57	0.82	Tuyau 59	40	1.2	0.95
Tuyau p280	20	0.14	0.45	Tuyau 60	20	0.27	0.86
Tuyau p281	20	0.22	0.7	Tuyau 62	20	0.05	0.16
Tuyau p282	20	0.21	0.67	Tuyau 63	20	0.04	0.13
Tuyau p284	20	0.25	0.8	Tuyau 64	32	0.78	0.97
Tuyau p287	20	0.2	0.64	Tuyau 65	75	3.78	0.86
Tuyau p288	25	0.43	0.88	Tuyau 66	75	4.57	1.03
Tuyau p289	25	0.41	0.84	Tuyau 67	90	4.72	0.74
Tuyau p290	20	0.2	0.64	Tuyau 68	32	0.67	0.83

Tableau IV: résultats de la simulation au niveau des arcs cas de pointe+incendie (suite et fin)

ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	ID Arc	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau 69	20	0.21	0.67	Tuyau 102	20	0.1	0.32
Tuyau 70	25	0.41	0.84	Tuyau 103	20	0.1	0.32
Tuyau 71	75	3.64	0.82	Tuyau 104	25	0.51	1.04
Tuyau 72	75	3.02	0.68	Tuyau 107	125	11.14	0.91
Tuyau 73	32	0.63	0.78	Tuyau 108	119	7.17	0.64
Tuyau 74	25	0.52	1.06	Tuyau 111	25	0.39	0.79
Tuyau 75	20	0.06	0.19	Tuyau 112	63	2.72	0.87
Tuyau 76	20	0.01	0.03	Tuyau 113	20	0.21	0.67
Tuyau 77	20	0.12	0.38	Tuyau 114	160	16.35	0.81
Tuyau 78	25	0.36	0.73	Tuyau 115	90	5.66	0.89
Tuyau 79	25	0.47	0.96	Tuyau 116	90	5.03	0.79
Tuyau 80	20	0.07	0.22	Tuyau 117	20	0.19	0.6
Tuyau 81	20	0.06	0.19	Tuyau 118	63	3.27	1.05
Tuyau 82	20	0.28	0.89	Tuyau 119	75	4.32	0.98
Tuyau 83	20	0.07	0.22	Tuyau 120	20	0.19	0.6
Tuyau 84	20	0.12	0.38	Tuyau 121	20	0.41	1.31
Tuyau 85	20	0.05	0.16	Tuyau 2	20	0.13	0.41
Tuyau 86	32	0.88	1.1	Tuyau 3	20	0.28	0.89
Tuyau 87	20	0.12	0.38	Tuyau 4	32	0.66	0.82
Tuyau 88	25	0.5	1.02	Tuyau 18	32	0.86	1.07
Tuyau 89	32	0.62	0.77	Tuyau 19	20	0.02	0.06
Tuyau 90	20	0.07	0.22	Tuyau 20	40	1.05	0.84
Tuyau 91	20	0.27	0.86	Tuyau 22	110	6.41	0.67
Tuyau 92	25	0.39	0.79	Tuyau 23	32	0.84	1.04
Tuyau 93	40	0.92	0.73	Tuyau 26	25	0.37	0.75
Tuyau 94	32	0.76	0.94	Tuyau 5	25	0.37	0.75
Tuyau 95	20	0.1	0.32	Tuyau 27	20	0.05	0.16
Tuyau 96	20	0.38	1.21	Tuyau 28	20	0.08	0.25
Tuyau 97	20	0.09	0.29	Tuyau 30	40	1.25	0.99
Tuyau 98	20	0.12	0.38	Tuyau 31	25	0.39	0.79
Tuyau 100	50	2.14	1.09	Tuyau 32	200	43.72	1.39
Tuyau 101	50	1.96	1	Tuyau 21	63	3.27	1.05
				Vanne 37	50	3.27	1.67

Tableau V: récapitulatif des caractéristiques des nœuds cas de pointe+incendie (suite...)

ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)	ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)	ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)
Nœud n2	0	59.77	Nœud n54	0.03	31.44	Nœud n104	0.05	31.58
Nœud n5	0.12	50.23	Nœud n55	0.03	31.75	Nœud n106	0.03	30.36
Nœud n6	0.1	49.57	Nœud n56	0.05	31.88	Nœud n107	0.05	30.3
Nœud n7	0.06	48.69	Nœud n57	0.06	33.15	Nœud n108	0.04	30.34
Nœud n8	0.07	47.44	Nœud n58	0.03	32.66	Nœud n110	0.01	34.93
Nœud n9	0.06	46.89	Nœud n59	0.06	34.67	Nœud n112	0.06	35.82
Nœud n10	0.07	46.58	Nœud n60	0.07	32.49	Nœud n114	0.05	33.88
Nœud n11	0.07	45.64	Nœud n62	0.07	31.02	Nœud n115	0	32.98
Nœud n12	0.07	45.73	Nœud n63	0.06	31.55	Nœud n116	0.02	31.79
Nœud n15	0.07	43.54	Nœud n65	0.07	30.72	Nœud n117	0.06	31.69
Nœud n16	0.06	40.6	Nœud n66	0.07	30.28	Nœud n118	0.07	34.62
Nœud n18	0.07	39.63	Nœud n67	0.08	30.63	Nœud n119	0.05	33.85
Nœud n20	0.07	40.3	Nœud n68	0.01	30.61	Nœud n120	0.06	35.73
Nœud n21	0.08	53.92	Nœud n69	0.06	30.51	Nœud n121	0.05	33.17
Nœud n22	0.07	53.76	Nœud n72	0.07	29.42	Nœud n122	0.06	35.06
Nœud n23	0.07	52.41	Nœud n73	0.004	30.54	Nœud n123	0.06	34.13
Nœud n24	0.07	51.7	Nœud n74	0.07	30.27	Nœud n124	0.07	33.97
Nœud n25	0.07	50.55	Nœud n75	0.05	30.85	Nœud n125	0.05	33.95
Nœud n26	0.08	49.83	Nœud n76	0.07	31.68	Nœud n126	0.06	34.84
Nœud n27	0.08	50.55	Nœud n77	0.07	31.67	Nœud n127	0.05	35.19
Nœud n29	0.11	36.97	Nœud n78	0.07	32.7	Nœud n128	0.06	37.07
Nœud n30	0.11	36.31	Nœud n79	0.06	32.91	Nœud n129	0.04	43.12
Nœud n31	0.11	35.03	Nœud n80	0.07	33.75	Nœud n130	0.07	43.96
Nœud n32	0.06	39.53	Nœud n82	0.08	35.67	Nœud n131	0.05	44.87
Nœud n33	0.1	34.46	Nœud n83	0.06	39.89	Nœud n132	0.07	45.69
Nœud n34	0.1	35.61	Nœud n84	0.04	40.87	Nœud n133	0.05	35.55
Nœud n35	0.07	43.86	Nœud n85	0.05	39.39	Nœud n134	0.07	38.39
Nœud n36	0.1	36.38	Nœud n86	0.07	40.22	Nœud n135	0.06	35.57
Nœud n37	0.1	35.47	Nœud n88	0.07	40.44	Nœud n136	0.07	37.41
Nœud n39	0.14	46.25	Nœud n89	0.06	39.5	Nœud n138	0.21	35.23
Nœud n40	0.13	48.1	Nœud n90	0.07	41.34	Nœud n139	0.05	38.29
Nœud n41	0.12	47.85	Nœud n91	0.05	39.01	Nœud n140	0.06	39.18
Nœud n43	0.12	47.38	Nœud n92	0.07	41.84	Nœud n141	0.05	45.42
Nœud n44	0.12	48.07	Nœud n93	0.04	40.66	Nœud n142	0.07	46.25
Nœud n45	0.12	48.68	Nœud n94	0.07	42.5	Nœud n143	0.03	41.27
Nœud n46	0.13	49.95	Nœud n96	0.05	38.85	Nœud n144	0.08	44.04
Nœud n47	0.12	49.75	Nœud n97	0.01	39.62	Nœud n145	0.06	40.11
Nœud n50	17	45.58	Nœud n98	0.08	38.04	Nœud n146	0.09	43.78
Nœud n51	0.08	42.38	Nœud n99	0.07	37.75	Nœud n147	0.09	43.51
Nœud n52	0.07	31.87	Nœud n102	0.05	31.58	Nœud n148	0.09	43.27
Nœud n53	0.08	30.84	Nœud n103	0.02	31.63	Nœud n150	0.1	38.28

Tableau V: récapitulatif des caractéristiques des nœuds cas de pointe+incendie (suite...)

ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)	ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)	ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)
Nœud n151	0.06	34.2	Nœud n206	0.07	59.29	Nœud n288	0.02	43.5
Nœud n152	0.09	29.87	Nœud n208	0.28	52.75	Nœud n290	0.01	46.82
Nœud n153	0.11	35.91	Nœud n209	0.02	49.29	Nœud n291	0	13.19
Nœud n154	0.09	31.56	Nœud n210	0.18	48.06	Nœud n293	0.01	12.72
Nœud n156	0.09	35.47	Nœud n211	0.08	48.38	Nœud n294	0.13	17.45
Nœud n157	0.05	35.11	Nœud n212	0.19	45.8	Nœud n295	0.09	17.38
Nœud n158	0.06	37	Nœud n213	0.32	54.55	Nœud n296	0.06	17.27
Nœud n159	0.01	44.21	Nœud n214	0.01	57.18	Nœud n297	0.08	14.34
Nœud n161	0.09	41.76	Nœud n215	0.32	51.48	Nœud n298	0.13	16.48
Nœud n162	0.01	43.71	Nœud n216	0.08	56.3	Nœud n299	0.29	11.28
Nœud n163	0.21	27.72	Nœud n217	0.38	46.28	Nœud n300	0.09	15.15
Nœud n164	0.21	28.36	Nœud n219	0.41	27.69	Nœud n302	0.02	25.36
Nœud n165	0.01	14.5	Nœud n220	0.08	52.89	Nœud n303	0.08	28.15
Nœud n166	0.14	14.81	Nœud n221	0.4	40.99	Nœud n305	0.17	23.48
Nœud n169	0.29	17.66	Nœud n222	0	46.02	Nœud n307	0.02	27.38
Nœud n170	0.07	17.48	Nœud n225	0.01	42.35	Nœud n308	0.09	26.47
Nœud n171	0.02	14.04	Nœud n226	0.15	51.05	Nœud n309	0.13	22.59
Nœud n172	0.14	16.94	Nœud n229	0.03	34.72	Nœud n311	0.13	28.54
Nœud n175	0.1	18.75	Nœud n230	0.06	36.02	Nœud n312	0.01	22.61
Nœud n176	0.1	13.97	Nœud n233	0.02	36.66	Nœud n313	0.19	23.92
Nœud n177	0.13	19.09	Nœud n234	0.06	33.18	Nœud n315	0.18	21.8
Nœud n178	0.08	14.34	Nœud n237	0.04	30.32	Nœud n316	0.39	18.38
Nœud n179	0.14	18.24	Nœud n238	0.03	30.34	Nœud n322	0.21	16.42
Nœud n180	0.02	14.14	Nœud n239	0.06	31.59	Nœud n323	0.16	8.11
Nœud n181	0.13	18.21	Nœud n241	0.04	35.52	Nœud n324	0.15	12.38
Nœud n182	0.02	13.66	Nœud n243	0.06	31.48	Nœud n326	0.08	14.02
Nœud n183	0.13	18.77	Nœud n245	0.07	32.17	Nœud n327	0.18	11.77
Nœud n184	0.17	14.58	Nœud n246	0.07	34.36	Nœud n328	0.01	18.79
Nœud n185	0.4	26.59	Nœud n247	0.06	32.91	Nœud n329	0.28	18.86
Nœud n186	0.02	13.1	Nœud n248	0.05	33.02	Nœud n331	0.02	53.67
Nœud n188	0.4	26.18	Nœud n249	0.01	33.84	Nœud n333	0.18	43.94
Nœud n189	0.2	8.3	Nœud n252	0.04	38.65	Nœud n334	0.14	44.71
Nœud n190	0.02	10.81	Nœud n253	0.05	36.49	Nœud n335	0.22	45.91
Nœud n191	0.15	10.81	Nœud n255	0.05	36.62	Nœud n336	0.07	46.03
Nœud n192	0.02	26.7	Nœud n260	0.06	43.26	Nœud n337	0.21	44.63
Nœud n194	0.38	8.82	Nœud n261	0.1	41.82	Nœud n339	0.19	42.52
Nœud n195	0.09	8.76	Nœud n266	0.03	34.19	Nœud n340	0.25	41.41
Nœud n196	0.39	5.05	Nœud n269	0.04	44.69	Nœud n342	0.19	39.99
Nœud n201	0.37	24.59	Nœud n270	0.05	42.66	Nœud n343	0.08	42.6

Tableau V: récapitulatif des caractéristiques des nœuds cas de pointe+incendie (suite et fin)

ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)	ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)	ID Nœud	Demande Base (l/s)	Pression (m)
Nœud n202	0.28	16.77	Nœud n283	0.2	34.84	Nœud n344	0.2	38.66
Nœud n204	0.28	15.72	Nœud n285	0.02	38.85	Nœud n345	0.43	39.11
Nœud n346	0.41	36.48	Nœud n352	0.39	32.56	Nœud 6	0.01	44.76
Nœud n347	0.08	37.92	Nœud n353	0.39	20.42	Nœud 7	0.05	44.15
Nœud n348	0.24	31.94	Nœud 2	0.21	22.58	Nœud 8	0.04	44.18
Nœud n349	0.43	34.5	Nœud 3	0.08	26.32	Nœud 9	0.004	40.08
Nœud n350	0.11	34.08	Nœud 4	0.02	27.26	Nœud 10	0.05	39.6
Nœud n351	0.26	24.98	Nœud 5	0.01	27.17	Nœud 12	0.05	39.83
						Nœud 13	0	19.77