

**Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Mohamed Boudiaf – M'sila**



Faculté de technologie

Département d'Hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme

De MASTER

FILIERE : Hydraulique

Option : hydraulique urbaine

THEME

**Contribution à la modélisation des un réseau
d'AEP**

**Dirigé par :
Mr. Mezali Farouk**

**Présenté par:
BOUMALIA KHAWLA
DILMI DALAL**

Promotion: 2020/2021

Dédicace

Je dédie ce mémoire :

A ma mère et mon père qui m'ont soutenu et aider tout le long de mon Parcours et sans qui je ne serais pas ou j'en suis A mes chères frères et Mes sœurs, à toute ma famille À tout mes amis de l'université de m'sila Avec qui j'ai eu d'agréable moments et appris beaucoup de choses.

Boumalia Khawla

Dédicace

Je dédie ce travail :

*Avant tout à mes chers parents kamal et lwiza, Qui m'ont soutenu
durant toutes ces années de formation.*

*A mes soeurs Ikrame et Wiame mes frères Marwane, Nour El
Islam et Wadjedi Fadi.*

A toute la famille Dilmi, Rouwan.

*À tout mes amis de l'université de m'sila Avec qui j'ai eu
d'agréable moments et appris beaucoup de choses.*

Dilmi Dalal

Remerciements

*Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et Le
miséricordieux de nous avoir donné la santé et le courage de mener à
bien ce modeste travail.*

*Nous souhaitons exprimer notre profonde reconnaissance à notre
encadreur monsieur « **Mezali Farouk** » professeur à l'université*

Mohamed Boudiaf - M'sila.

*Nous tenons à exprimer notre gratitude aux amis et aux collègues qui nous
ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de notre parcours
d'étude*

Merci aussi à toute l'équipe de notre département hydraulique

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds

Respects pour avoir pris la peine d'examiner notre mémoire.

*Nos remerciements vont également à tous ceux et celles qui de près ou de
loin nous ont apporté aide et encouragement.*

Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Enfin, nous remercions nos familles pour leurs aides.

Résumé

La modélisation des réseaux d'AEP, présente une tâche plus ou moins difficile, le problème devient plus complexe lorsqu'il s'agit d'un réseau maillé vu le grand nombre de calcul à effectuer. Dans ce travail, on a réalisé un code de calcul hydraulique d'un réseau d'AEP. L'approche présentée traite toute sorte de réseau : maillé, ramifié ou mixte. Les programmes ainsi établis permettront de calculer les différents paramètres de l'écoulement en charge (vitesse, débit final, perte de charge, pression... Etc.). On a présenté les étapes à suivre pour une approche numérique de l'équilibrage des réseaux. Le code peut traiter le cas où une pompe est montée entre deux nœuds de réseau, il peut traiter aussi le cas des vannes.

La méthode de modélisation du réseau est une méthode matricielle basée sur les charges. La résolution est faite par linéarisation des matrices non-linéaires obtenues et l'algorithme de triangulation.

A la fin, on a effectué une comparaison des résultats de notre code d'équilibrage programmé en **FORTRAN** et les résultats donnés par le célèbre logiciel **EPANET**.

La comparaison nous a conforté et nous a assuré quant à la justesse et la fiabilité de notre code.

Abstract

The modelling of AEP networks presents a more or less difficult task , the problem becomes more complex when it is a mesh network given the large number of calculation to be performed . In this work ,a hydraulic calculation code for an AEP system was developed .

The approach presented deals with any kind of network: mesh, branched will allow to calculate the different parameters of the flow under load(speed , final flow, pressure loss, etc.....). Steps for a digital approach to balancing networks were presented .The code can deal with the case where a pump is mounted nodes , it can also deal with the case of valves .. The network modeling method is a load-based matrix method. The resolution is done by linearization of the obtained non-linear matrices and the triangulation algorithm .

In the end , we made a comparison of the results of our **FORTRAN**-programmed balancing code and the results given by the famous **EPANET** software.

The comparison confirmed us and assured us about the accuracy and reliability of our cod.

تشكل نمذجة شبكات AEP مهمة صعبة الى حد ما, وتصبح المشكلة أكثر تعقيدا عندما تكون شبكة متداخلة نظرا للعدد الكبير من الحسابات التي يتعين اجراؤها. وفي هذا العمل, تم وضع رمز حساب هيدروليكي لنظام AEP.

ويتناول النهج المعروف أي نوع من الشبكات: الشبكة, أو الشبكة الفرعية, أو الشبكة المختلطة. وسوف تسمح البرامج المنشأة على هذا النحو بحساب البارامترات المختلفة للتدفق تحت الحمل (السرعة, والتدفق النهائي, وفقدان الضغط, وما الى ذلك). وقدمت خطوات لإتباع نهج رقمي لتحقيق التوازن بين الشبكات. يمكن للشفرة التعامل مع الحالة التي يتم فيها تركيب مضخة بين عقدتين شبكيتين, ويمكن أيضا التعامل مع حالة الصمامات.

طريقة نمذجة الشبكة هي طريقة مصفوفة قائمة على الحمل. ويتم اتخاذ القرار عن طريق ربط المصفوفات غير الخطية المحصلة وخوارزمية التثليث.

في النهاية, قمنا بمقارنة نتائج شفرة الموازنة المبرمجة ل **FORTRAN** و النتائج التي قدمها برنامج **EPANAT** الشهير.

المقارنة أكدتنا وأكدتنا لنا حول دقة وموثوقية شفرتنا.

Sommaire

Introduction Générale :	1
I. Introduction :	3
I.1. Propriétés de l'eau.....	3
I.2. Classification des eaux naturelles :	3
I.2.1. Eaux de surface	4
I.2.2. Eaux souterraines :	4
I.2.3. Eaux des mers et océans :	5
I.3. L'eau potable et les normes :	5
I.3.1. Paramètres de qualité de l'eau de consommation humaine (Norme algérienne) :	7
I.4. Paramètres physico-chimique.....	8
I.4.1. Turbidité :	8
I.4.2. Température :	9
I.4.3. Potentiel d'hydrogène Ph :	9
I.4.4. Matières décantables	9
I.4.5. Conductivité.....	9
I.4.6. Chlorures.....	9
I.4.7. Matières organiques.....	10
I.4.8. Matières azotées :	10
I.4.9. Composés phosphorés.....	11
I.5. traitement des eaux:.....	11
I.6. L'alimentation en eau potable(AEP):	12
I.7. Fonctions d'Alimentation en eau potable:.....	12
I.8. Conclusion.....	14
II.1 Chapitre II: Généralité sur les pompes et les Pertes de charge	
. Introduction :	16
II.2. pompe hydraulique	16
II.3. Types des pompes :	17
II.3.1. Les turbopompes:.....	17
II.3.1.1. Les pompes centrifuges:	17
II.3.1.2. Les pompes axiales :	17
II.3.1.3. Les pompes hélico-centrifuge :	17
II.3.1.4. Selon le nombre d'étages :	18
II.3.1.5. Selon la disposition de l'axe de la pompe	18

II.3.1.6.Principe de fonctionnement d'une turbopompe :.....	18
II.3.1.7.Avantages et inconvénients des turbopompes :.....	18
II.3.2.Les pompes volumétriques et principe de fonctionnement.....	19
II.3.2.2.Pompes volumétriques rotatives :.....	19
II. 3.2.2.1. Pompes à palettes :.....	20
II.3.2.2.2. Pompes à engrenages extérieurs	21
II.3.2.2.3.Pompes à lobes	22
II.3.2.2.4.Pompes péristaltiques	22
II.3.2.3.Avantages et inconvénients des pompes volumétriques :.....	22
II.3.2.4.Les pompes volumétriques alternatives :.....	23
II.3.2.4.1.Pompes à membranes	23
II.3.2.4.2.Avantages et inconvénients des pompes à membranes.....	24
II.3.2.4.3.Pompes à piston	24
II.3.2.4.4. Avantages et inconvénients des pompes à piston:	26
II.4.Pompes immergées.....	26
II.4.1.Domaines d'applications	26
II.4.2.Avantages et inconvénients des pompes.....	27
II.5.Caractéristiques des pompes	27
II.6.Courbes caractéristiques d'une pompe :.....	28
II.6.1.Courbe débit-hauteur:	28
II.6.2.Courbe de puissance. Puissance absorbée par une pompe:.....	29
II.6.3.Courbe et rendement. Rendement optimum :	29
II.7.Les pertes de charge.....	30
II.8.1. Les pertes de charge linéaires	30
II.8.1.1.Formule dite de Darcy-Weisbach	31
II.8.1.2.Formule de Colebrook	31
II.9.Ecoulement turbulent	33
II.9.1.Régime turbulent lisse	33
II.9.2. Régime turbulent rugueux	33
II.10.Différentes formules de perte de charge.....	33
II.10.1.Formule de HAZEN-WILLIAMS (1905-1920)	33
II.10.2.Formule de Darcy et Weisbach.....	34
II.10.3.Formule de Chézy	34
II.10.4.Formule Manning-Strickler	34
II.10.5.Formule de Nikuradse.....	34
II.10.6.Formule de Colebrook –White[8] :.....	35

II.11. Diagramme de Moody.....	35
II.12. Les Pertes de charge singulière	36
II.12.1. Coefficient de perte de charge singulière	36

Chapitre III: Modélisation Des Réseaux d'AEP

III . Introduction	39
III.1. Modélisation des réseaux d'AEP.....	39
III.1.1 Définition.....	39
III.1.2. Modélisation des réseaux d'AEP.....	39
III.2 Méthodes utilisées	40
III.2. 1 Méthode de HARDY CROSS	40
III. 2.1.1 Méthode des mailles	40
III.2.1.2 Méthode des nœuds	40
III.2.1.3 Commentaires.....	41
III.2.2 Méthode de linéarisation de l'équation de perte de charge.....	41
III.2.2.1. Principe.....	41
III.2.2.2. Commentaires.....	42
III.2.3 Méthode de NEWTON RAPHSON	42
III.2.3.1 Principe.....	42
III.2.3.2 Méthode des mailles	42
III.2.3.3 Méthode des nœuds	42
III.2.3.4. Commentaires.....	43
III.3. Méthode de résolutions	43
III.3.1. Méthodes directes.....	43
III.3.1.1. Méthode des débits	43
III.3.1.2. Méthode des charges	44
III.3.2. Méthode matricielle par mailles	45
III.4. La méthode Epanet.....	45
III.4.1. Définition.....	45
III.4.2. Objectif	46
III.4.3. Potentialités du logiciel « Epanet »	46
III.5. Conclusion.....	48

Chapitre V : Expérimentation Numérique Et Résultat

IV.1. Introduction :	50
IV.2. Choix de la formule de calcul du coefficient de perte de charge :.....	50
IV.3. Premier exemple d'application :	51

IV.4. Langage de programmation :	54
IV.5. Organigramme de la méthode matricielle :	54
IV.5.1. Description des données :	54
IV.6.Estimation des besoins en eaux :	55
IV.6.1.Etude d'évolution de la population :	55
IV.6.1.1.Prévision de la population :	55
IV.6.1.2.Prévision de la population aux horizons d'études :	55
IV.6.2.Evolution des besoins en eau potable :	56
V.6.3.Généralités :	56
IV.6.4.Evaluation des débits :	56
IV.6.4.1.Généralité :	56
IV.6.4.2.Consommation unitaire et choix de la dotation :	57
IV.6.4.3.Calcul du débit moyen journalier (2021):	57
IV.6.4.4.Evaluation des besoins le long terme (2051):	57
IV.6.5.Etude des variations des débits :	58
IV.6.5.1.Variation des débits de consommation dans le temps :	58
IV.6.6.Coefficient d'irrégularité :	58
IV.6.6.1.Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max, j}$):	58
IV.6.7.Détermination des débits horaires :	58
IV.6.7.1.Débit moyen horaire :	59
IV.6.7.2.Détermination du débit maximum horaire :	59
IV.6.7.3.Coefficient maximum horaire ($K_{max, h}$):	59
IV.7.Détermination des débits :	60
IV.7.1.Le débit route :	60
IV.7.2.Le débit spécifique :	60
IV.7.3.Le débit au nœud :	60
IV.8.Calcul des débits des nœuds :	61
IV.8.1.Cas de pointe :	61
IV.9. La programmation.....	61
IV.9.1. Fortran :	61
IV.9.2. Epanet :	63
IV.9.2.1. Chargement les données à la programme Epanet :	63
IV.9.2.2. L'exécution du programme EPANET :	64

IV.10. Deuxième exemple d'application:.....	66
IV.10.1. Fortran :.....	67
IV.10.2. Epanet :.....	69
IV.11. Les résultats de premier exemple d'application :.....	70
IV.12. Les résultats de deuxième exemple d'application :.....	71
IV.13. Conclusion de cette comparaison :.....	72
Conclusion Générale.....	73

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Généralité sur l'eau

Tableau I.1: Paramètres avec valeurs limites (Normes algériennes du ministre des ressources en eau depuis 23 mars 2011)	8
---	---

Chapitre II: Généralité sur les pompes et les Pertes de charge

Tableau II.1 : Avantages et inconvénients des turbopompes.	19
Tableau II.2: Avantages et inconvénients des différentes pompes. [10]	23
Tableau II.3: Les avantages et les inconvénients des pompes à membranes. [9]	24
Tableau II.4 : Les avantages et les inconvénients des pompes à piston. [9].....	26
Tableau II.5 : Avantages et inconvénient des pompes immergées.....	27
Tableau II.6 : Valeurs du coefficient K de la formule de Colebrook – White.....	32
Tableau II.7. Coefficients de rugosité pour les tuyaux.....	34

Chapitre V : Expérimentation Numérique Et Résultant

Tableau IV.1: donnant les valeurs du coefficient de Hasan - williams (Ch_w) et Chézy- Manning de divers matériaux utilisés pour la fabrication de conduite	51
Tableau V.2: Evolution de la population.....	56
Tableau IV.3: des besoins le long terme (2051).....	58
Tableau V.4: variation du coefficient β_{max}	59
Tableau IV.5: calcul de débits aux nœuds : cas de pointe	61
Tableau IV.6 : Le fichier des données	61
Tableau IV.7: Les résultats par notre programme cas formule Hazan-williams	62
Tableau IV.8: Les résultats par notre programme cas formule Chézy-Manning.....	62
Tableau IV.9: État des nœuds du réseau (Cas Hazan – williams).....	65
Tableau IV.10: État des arcs du réseau (Cas Hazan – williams).....	65
Tableau IV.11: État des nœuds du réseau (Cas Chézy –Manning)	66
Tableau IV.12: État des arcs du réseau (Cas Chézy –Manning)	66
Tableau IV.13: Le fichier des données.....	67
Tableau IV.14: Les résultats par notre programme cas formule Hazan-williams	68
Tableau IV.15: Les résultats par notre programme cas formule Chézy-Manning	68
Tableau IV.16: État des nœuds du réseau deuxième exemple (Cas Hazan – williams).....	69
Tableau IV.17: État des arcs du réseau deuxième exemple	69

Tableau IV.18: État des nœuds du réseau (Cas Chézy –Manning)	70
Tableau IV.19: État des arcs du réseau (Cas Chézy –Manning)	70
Tableau IV.20: État des nœuds du réseau par notre programme(Fortran), Epanet et par deux formules Hazan – williams , Chézy –Manning	71
Tableau IV.21: État des arcs du réseau par notre programme (Fortran) et Epanet par formule Hazan – williams	71
Tableau IV.22: État des nœuds du réseau par notre programme(Fortran), Epanet et par deux formules Hazan – williams, Chézy –Manning	71
Tableau IV.23: État des arcs du réseau par notre programme (Fortran) et Epanet par formule Hazan – williams.....	73

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralité sur l'eau

Figure I.1 : Lien entre les molécules d'eau	3
Figure I.2:Schéma de traitement des eaux	12
Figure I.3:Cheminement de l'eau	13

Chapitre II: Généralité sur les pompes et les Pertes de charge

Figure II.1: Transformation de l'énergie mécanique en énergie hydraulique	16
Figure II.2: Symbole de la pompe hydraulique	17
Figure II.3: Roues mobiles de machines centrifuges, hélico centrifuge et axiale	18
Figure II.4: Fonctionnement de quelques pompes volumétriques rotatives	20
Figure II.5: Pompes à palettes libres	20
Figure II.6: Pompes à palettes flexibles	21
Figure II.7: Pompes à engrenages extérieurs	21
Figure II.8: Pompes péristaltiques.....	22
Figure II.9: Pompes à membranes.....	25
Figure II.10: Principe pompe à piston	25
Figure II .11: Pompe à piston à double effet.....	25
Figure II .12 : une pompe immergée	26
Figure II .13 : La rugosité des parois	31
Figure II .14 : Diagramme de Moody.....	36

Chapitre IV : Expérimentation Numérique Et Résultant

Figure IV.1: Réseau à deux maillée.....	51
Figure IV.2:Design le schéma de réseau.....	61
Figure IV.3: Chargement les données des tuyaux	63
Figure IV.4: Chargement les données des nœuds	64
Figure IV.5: simulation le réseau.....	65
Figure IV.6:Design le schéma de réseau deuxième exemple.....	67

Introduction Générale :

La modélisation des réseaux d'AEP, présente une tâche plus ou moins difficile, le problème devient plus complexe lorsqu'il s'agit d'un réseau maillé vu le grand nombre de calcul à effectuer. Dans ce travail[1], on a réalisé un code de calcul hydraulique d'un réseau d'AEP.

L'approche présentée traite toute sorte de réseau : maillé, ramifié ou mixte. Les programmes ainsi établis permettront de calculer les différents paramètres de l'écoulement en charge (vitesse, débit final, perte de charge, pression.... Etc.). On a présenté les étapes à suivre pour une approche numérique de l'équilibrage des réseaux. Le code peut traiter le cas où une pompe est montée entre deux nœuds de réseau, il peut traiter aussi le cas des vannes. La méthode de modélisation du réseau est une méthode matricielle basée sur les charges. La résolution est faite par linéarisation des matrices non-linéaires obtenues et l'algorithme de triangulation.

A la fin, on a effectué une comparaison des résultats de notre code d'équilibrage programmé en **FORTTRAN** et les résultats donnés par le célèbre logiciel **EPANET[2]** .

La comparaison nous a conforté et nous a assuré quant à la justesse et la fiabilité de notre code.

Chapiter I

Généralité Sur L'eau

I. Introduction :

L'eau joue, dans le développement de la vie de toutes les espèces humaine, animale ou végétale et dans l'évolution de la société, un rôle indispensable. Pendant longtemps, elle a été considérée comme une ressource naturelle gratuite et inépuisable. Cependant, bien que la quantité de l'eau existante à la surface du globe terrestre soit supérieure à un milliard de km³ couvrant 70% de la terre, 3% seulement de ce volume est une eau douce, dont une grande part se trouve piégée dans des régions inaccessibles (calottes glaciaires). De plus, l'eau douce est très mal répartie sur la planète, certaines régions souffrent de déficits chroniques alors que d'autres affichent des surplus. Associée à la croissance démographique et au développement industriel, une diminution alarmante des réserves d'eau est survenue durant le dernier quart du siècle précédent.

I.1. Propriétés de l'eau

L'eau est composée de deux atomes d'hydrogène et d'un atome d'oxygène. La molécule d'eau contient une distribution inégale d'électrons. L'extrémité de l'oxygène est donc chargée négativement et l'extrémité de l'hydrogène est chargée positivement. Il existe une force d'attraction entre la charge partielle négative de l'oxygène d'une molécule d'eau et la charge partielle positive de l'hydrogène d'une autre molécule d'eau. Cette force nommée le lien d'hydrogène, est illustrée (Figure I.1). [3]

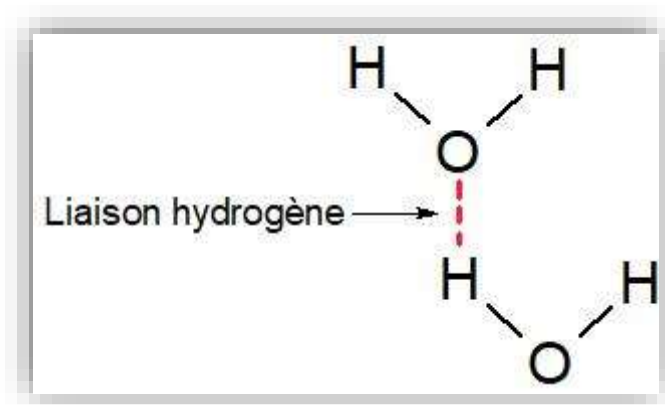


Figure I.1 : Lien entre les molécules d'eau

I.2. Classification des eaux naturelles :

La classification des eaux naturelles diffère d'une référence à une autre. Dans cette section, nous les classifions suivant l'origine

I.2.1. Eaux de surface

Les eaux superficielles sont des ressources facilement accessibles, englobant toutes les eaux circulantes ou stockées à la surface, en réserves naturelles (étangs et lacs) ou artificielles (retenues, barrages). Cette source est très caractérisée par:

-Les variations saisonnières (climatiques) de la température, de la turbidité et de la coloration. En effet, les concentrations en matières solides finement dispersées ou à l'état colloïdal peuvent être importantes suite à des pluies soudaines, des orages et des pollutions accidentelles;

-La présence fréquente de matières organiques d'origine naturelle provenant de la décomposition des organismes animaux et végétaux après leur mort;

-Le développement plus ou moins important de phytoplanctons (algues) et zooplanctons et, dans certaines conditions, d'une vie aquatique intense;

-La fragilité très vulnérable à la pollution d'origine urbaine, industrielle et agricole par les micropollutions minérales (métaux lourds) ou organiques (hydrocarbures, solvants, phénols, pesticides, herbicides). En termes bactériologiques, les eaux de surface sont contaminées plus ou moins par des bactéries et des virus.

I.2.2. Eaux souterraines :

Les eaux souterraines sont des sources qui ne peuvent ni s'évaporer, ni retourner à la mer par ruissellement ; elles s'infiltrent dans le sol et le sous-sol et s'y accumulent à une certaine profondeur pour constituer les nappes phréatiques. La pénétration et la rétention des eaux dans le sol dépendent des caractéristiques des terrains, et notamment de leur structure qui peut permettre la formation de réservoirs aquifères.

Du point de vue hydrogéologique les couches aquifères se divisent en :

- **Nappes phréatiques ou alluviales** : Peu profondes et alimentées directement par les précipitations pluvieuses ou les écoulements d'eau en dessus.

- **Nappes captives** : Plus profondes que les premiers et séparées de la surface par une couche imperméables.

Les eaux souterraines ont généralement d'excellentes qualités physico-chimiques et bactériologiques et ont des propriétés étroitement liées à leur origine géologique, c'est-à-dire déterminées par la nature et la structure des terrains. À tout instant, l'eau est au contact du sol dans lequel elle séjourne ou circule, il s'établit un équilibre entre la composition du terrain et

celle de l'eau. Ainsi, les eaux circulant dans un sous-sol sablonneux ou granitique, sont acides et peu minéralisées. Par opposition, les eaux circulant dans les sols calcaires auront une forte minéralisation avec une composition bicarbonatée calcique.

Parmi les caractéristiques générales des eaux souterraines, on peut citer une très faible turbidité, une température et une composition chimique constante et l'absence presque totale d'oxygène dissous.

Les eaux souterraines constituent souvent une source de meilleure qualité que les eaux de surface. Elles conservent une température à peu près constante toute l'année et contiennent généralement moins de contaminants que les eaux de surface. Ainsi, les eaux souterraines ne nécessitent généralement que très peu de traitement pour les rendre potables, ce qui en fait une source économique.

I.2.3.Eaux des mers et océans :

Les mers et les océans constituent d'énormes réservoirs d'eau (97.4 % du volume d'eau de la planète). Ces eaux, dénommées « eaux saumâtres », sont caractérisées par une grande salinité. Leur coût de traitement est très élevé.

I.3. L'eau potable et les normes :

Une eau potable est une eau que l'on peut boire sans risque pour la santé. Afin de définir précisément une eau potable, des normes ont été établies qui fixent notamment les teneurs limites à ne pas dépasser pour un certain nombre de substances nocives et susceptibles d'être présentes dans l'eau. Le fait qu'une eau soit conforme aux normes, c'est-à-dire potable, ne signifie donc pas qu'elle soit exempte de matières polluantes, mais que leur concentration a été jugée suffisamment faible pour ne pas mettre en danger la santé du consommateur.

Selon ces normes, une eau potable doit être exempte de germes pathogènes (bactéries, virus) et d'organismes parasites, car les risques sanitaires liés à ces micro-organismes sont grands. Elle ne doit contenir certaines substances chimiques qu'en quantité limitée : il s'agit en particulier de substances qualifiées d'indésirable ou de toxiques, comme les nitrates et les phosphates, les métaux lourds, ou encore les hydrocarbures et les pesticides, pour lesquelles des " concentrations maximal es admissibles " ont été définies. À l'inverse, la présence de certaines substances peut-être jugée nécessaire comme les oligo-éléments indispensables à l'organisme.

Une eau potable doit aussi être une eau agréable à boire : elle doit être claire, avoir une bonne odeur et un bon goût. Pour avoir bon goût, il lui faut contenir un minimum de sels minéraux

dissous (de 0,1 à 0,5 gramme par litre), lesquels sont par ailleurs indispensables à l'organisme. Enfin, elle ne doit pas corroder les canalisations afin d'arriver "propre" à la sortie des robinets. Pour déterminer à partir de quelle concentration, certaines substances chimiques sont toxiques à court terme, ou quels sont leurs effets cumulés à long terme, deux approches scientifiques sont disponibles : l'expérimentation ou l'épidémiologie.

L'expérimentation consiste à tester ces substances sur des cellules animales ou humaines ou sur des animaux.

L'épidémiologie quant à elle consiste à suivre l'état de santé de populations exposées à certaines d'entre elles et à le comparer à des populations vivant dans des conditions semblables mais non exposées à ces mêmes substances. De telles études sont indispensables pour établir des normes. Il est cependant impossible à l'heure actuelle de quantifier les effets à long terme des substances cancérigènes, lesquels n'apparaissent parfois qu'après plusieurs dizaines d'années, et de déterminer s'il existe un seuil en dessous duquel l'ingestion d'une telle substance serait sans effet. On estime donc que ce seuil n'existe pas, c'est-à-dire que plus la quantité ingérée est faible, plus l'effet est petit. La dose limite à ne pas dépasser est alors fixée de manière à ce que son effet, estimé en terme de probabilité de risque sur une très large population, soit très faible, compte tenu de la consommation quotidienne d'eau des individus durant toute leur vie et de la plus grande vulnérabilité des enfants et des nourrissons.

Les normes ne font donc que définir, à un moment donné, un niveau de risque acceptable pour une population donnée. Elles dépendent par ailleurs étroitement des connaissances scientifiques et des techniques disponibles, notamment dans le domaine des risques sanitaires et dans celui de l'analyse chimique. Elles peuvent donc être modifiées à tout moment en fonction des progrès réalisés.

Tous les pays du monde ne suivent donc pas les mêmes normes. Certains édictent leurs propres normes. D'autres adoptent celles conseillées par l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS). En Europe, elles sont fixées par la Commission des communautés européennes.

Aujourd'hui, 63 paramètres contrôlent la qualité de l'eau des Européens. En France, à la fin du XIXe siècle, 6 paramètres suffisaient à définir une eau potable. Les normes ont donc considérablement progressé depuis. Elles continuent d'ailleurs à évoluer dans le sens d'une toujours plus grande exigence : ainsi, outre de renforcer la sécurité sanitaire ce qui se traduit notamment par une diminution draconienne de la concentration du plomb dans l'eau, la dernière directive européenne, non encore transcrite en droit français mais qui devra l'être prochainement, exige que les nouvelles normes soient appliquées non plus seulement aux points de captage, lors de la production, et sur le réseau public de distribution d'eau, mais également aux robinets

L'eau est aujourd'hui la denrée alimentaire la plus fortement réglementée.

I.3.1. Paramètres de qualité de l'eau de consommation humaine (Norme algérienne) :

Groupe de paramètres	Paramètres	Unités	Valeurs limités
Paramètres chimiques	Aluminium	mg/l	0,2
	Ammonium	mg/l	0,5
	Baryum	mg/l	0,7
	Bore	mg/l	1
	Fer total	mg/l	0,3
	Fluorures	mg/l	1,5
	Manganèse	µg/l	50
	Nitrates	mg/l	50
	Nitrites	mg/l	0,2
	Oxydabilité	mg/l O ₂	5
	Phosphore	mg/l	5
	Acrylamide	µg/l	0,5
	Antimoine	µg/l	20
	Argent	µg/l	100
	Arsenic	µg/l	10
	Cadmium	µg/l	3
	Chrome total	µg/l	50
	Cuivre		2
	Cyanure	µg/l	70
	Mercure	µg/l	6
	Nickel	µg/l	70
	Plomb	µg/l	10
	Sélénium	µg/l	10
	Zinc		5
	Hydrocarbures Polycycliques aromatiques (H.P.A) totaux Fluoranthène, Benzo (3,4) fluoranthène, Benzo (1,12) fluoranthène, Benzo (3,4) pyrène, Benzo (1,12) pérylène, Indéno (1,2,3-cd) pyrène	µg/l	0,2
	Benzo (3,4) pyrène	µg/ l	0,01
	Hydrocarbures dissous ou émulsionnés extraits au CCl ₄	µg/ l	10
	Phénols	µg/ l	0,5
	Benzène	µg/l	10
	Toluène	µg/ l	700
	Ethylbenzène	µg/ l	300
	Xylènes	µg/ l	500
	Styrène	µg/ l	100
Agents de surface réagissant au bleu de méthylène	Mg/l	0,2	
Epychlorehydrine	µg/L	0,4	

Paramètres chimiques	Microcystine LR	µg/L	0,1
	Pesticides par substance individualisée Insecticides organochlorés persistants, organophosphorés et carbamates, les herbicides, les fongicides, les P.C.B et PC.T à l'exception de aldrines et dieldrine	µg/L	0,1 0,03
	Pesticides (Totaux)	µg/L	0,5
	Bromates	µg/L	10
	Chlore	mg/L	5
	Chlorite	mg/L	0,07
	Trihalométhanes (THM) (Total) Chloroforme, Bromoforme, Dibromochlorométhane, Bromodichlorométhane	µg/L	100
	Chlorure de vinyle	µg/L	0,3
	1,2- Dichloroéthane	µg/L	30
	1,2- Dichlorobenzène	µg/L	1000
	1,4- Dichlorobenzène	µg/L	300
	Trichloroéthylène	µg/L	20
	Terrachloroéthylène	µg/L	40
	Particules alpha	Picocurie/L	15
	Particules bêta	Millirems/an	4
	Tritium	Bequere/L	100
	Uranium	µg/L	15
	Dose totale indicative (DTI)	(mSv/an)	0,1
	Escherichia Coli	n/100ml	0
	Entérocoques	n/100ml	0
Bactéries sulfitoréductrices y compris les spores	n/20ml	0	
Journal officiel de la république n°18 du 23/03/2011			

Tableau I.1: Paramètres avec valeurs limites (Normes algériennes du ministre des ressources en eau depuis 23 mars 2011)

I.4. Paramètres physico-chimique

I.4.1.Turbidité :

La turbidité l'eau a pour origine la présence de matières en suspension (argile, limons, particules organiques colloïdales, plancton, organismes microscopiques) qui donnent un aspect trouble à l'eau.

I.4.2.Température :

Il est primordial de connaître la température d'une eau. En effet, elle joue un rôle très important dans la solubilité des sels et surtout des gaz, et la détermination du pH.

La mesure de la température est très utile pour les études limnologiques et le calcul des échanges. Elle agit aussi comme un facteur physiologique agissant sur le métabolisme de croissance des micro-organismes vivant dans l'eau.

I.4.3.Potentiel d'hydrogène Ph :

Le pH mesure la concentration des ions H^+ dans l'eau. Ce paramètre caractérise un grand nombre d'équilibre physico-chimique. La valeur du pH altère la croissance et la reproduction des micro-organismes existants dans une eau, la plupart des bactéries peuvent croître dans une gamme de pH comprise entre 5 et 9, l'optimum est situé entre 6,5 et 8,5, des valeurs de pH inférieures à 5 ou supérieures à 8,5 affectent la croissance et survie des micro-organismes aquatiques selon l'organisation Mondiale de la Santé (OMS).

I.4.4.Matières décantables

De nombreuses particules peuvent constituer des impuretés d'une eau. Les techniques analytiques nécessaires à leurs déterminations dépendent des dimensions de ces particules. Les impuretés présentes dans l'eau ont pour origine soit des substances minérales, végétales ou animales.

Les matières décantables sont les matières de grandes tailles, entre 40 micromètres et 5 millimètre et qui se déposent sans traitement physique et chimique.

I.4.5.Conductivité

La mesure de la conductivité de l'eau nous permet d'apprécier la quantité des sels dissous dans l'eau (chlorures, sulfates, calcium, sodium, magnésium...). Elle est plus importante lorsque la température de l'eau augmente. La conductivité électrique d'une eau usée dépend essentiellement de la qualité de l'eau potable utilisée et du régime alimentaire de la population et des activités industrielles.

I.4.6.Chlorures

Les chlorures existent dans la quasi-totalité des eaux à des concentrations très variables. La présence des chlorures en concentrations élevées dans l'eau contenant du sodium donne un goût salé. Par ailleurs, les chlorures sont indispensables aux régimes alimentaires. Les effluents des

industries de conserve des viandes et certains légumes sont connus par une forte teneur en sels et particulièrement en chlorure. Dans des travaux antérieurs ont constaté que la salinité des eaux usées constitue un handicap majeur pour les eaux réutilisées en agriculture.

I.4.7.Matières organiques

La Demande Biochimique en Oxygène (DBO) c'est la quantité d'oxygène nécessaire à la dégradation de la matière organique biodégradable d'une eau par le développement des micro-organismes, pendant 5 jours à 20 °C, on parle alors de la DBO5. Elle est très utilisée pour le suivi des effluents urbains. Elle est exprimée en mg O2/l.

La Demande Chimique en Oxygène (DCO) c'est la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder la matière organique (biodégradable ou non) d'une eau à l'aide d'un oxydant, le bichromate de potassium. Ce paramètre offre une représentation plus ou moins complète des matières oxydables présente dans l'échantillon. Elle est exprimée en mg O2/l. Généralement la DCO est 1,5 à 2 fois la DBO5 pour les eaux usées urbaines et de 1 à 10 pour tout l'ensemble des eaux résiduaires industrielles. La relation empirique de la matière organique (MO) en fonction de la DBO5 et la DCO est donnée par l'équation suivante :

$$\text{MO} = (2 \text{ DBO5} + \text{ DCO})/3$$

I.4.8.Matières azotées :

L'azote rencontré dans les eaux usées peut avoir un caractère organique ou minéral, il se présente sous quatre formes:

- L'azote organique se transforme en azote ammoniacal.
- L'azote ammoniacal (NH₄) traduit un processus d'ammonification de la matière organique azotée. Les ions ammoniums subissent une nitrification par action des bactéries nitrifiantes.
- L'azote nitreux (NO₂⁻) provient d'une oxydation incomplète de l'azote ammoniacal ou par une réduction des nitrates par dénitrification. Les nitrites sont instables et sont rapidement transformés en nitrates.
- L'azote nitrique (NO₃⁻) est produit par nitrification de l'azote ammoniacal. Il joue un rôle important dans le développement des algues et participe au phénomène d'eutrophisation.

Dans les eaux usées, l'azote se trouve principalement sous forme ammoniacale. Les concentrations des formes oxydées de l'azote sont faibles.

I.4.9.Composés phosphorés

Le phosphore est l'un des composants essentiels de la matière vivante. Les composés phosphorés ont deux origines, le métabolisme humain et les détergents. Dans les eaux usées, le phosphore se trouve soit sous forme d'ions ortho phosphates isolés, soit sous forme d'ions phosphates condensés ou sous forme d'ions phosphates condensés avec des molécules organiques. Les ortho phosphates correspondent au groupement PO_4^{3-} , ces phosphates sont fixés facilement par le sol, leur présence dans les eaux souterraines est souvent liée à la nature des terrains traversés, à la décomposition de la matière organique, aux engrais phosphatés industriels

I.5.traitement des eaux:

les eaux captées dans la nature, exactement les eaux de surface (lacs et rivières), ne présentent pas les qualités physiques, chimiques et biologiques désirables pour la consommation [2]. pour rendre ces eaux potables, il faut les traiter. le traitement d'une eau brute dépend de sa qualité, laquelle est fonction de son origine et peut varier dans le temps. l'eau à traiter doit donc être en permanence analysée car il est primordial d'ajuster le traitement d'une eau à sa composition et, si nécessaire, de le moduler dans le temps en fonction de la variation observée de ses divers composants. il peut arriver cependant qu'une pollution subite ou trop importante oblige l'usine à s'arrêter momentanément , les aspects de traitement des eaux sont :

- la clarification : l'élimination des matières solides par décantation ou par filtration.
- . la stérilisation : on la stérilise par des oxydants tels que le chlore, l'ozone.
- l'amélioration: qui corrige les propriétés chimiques de l'eau, soit par l'addition de corps chimiques appropriés, soit par adsorption de corps nuisibles à s

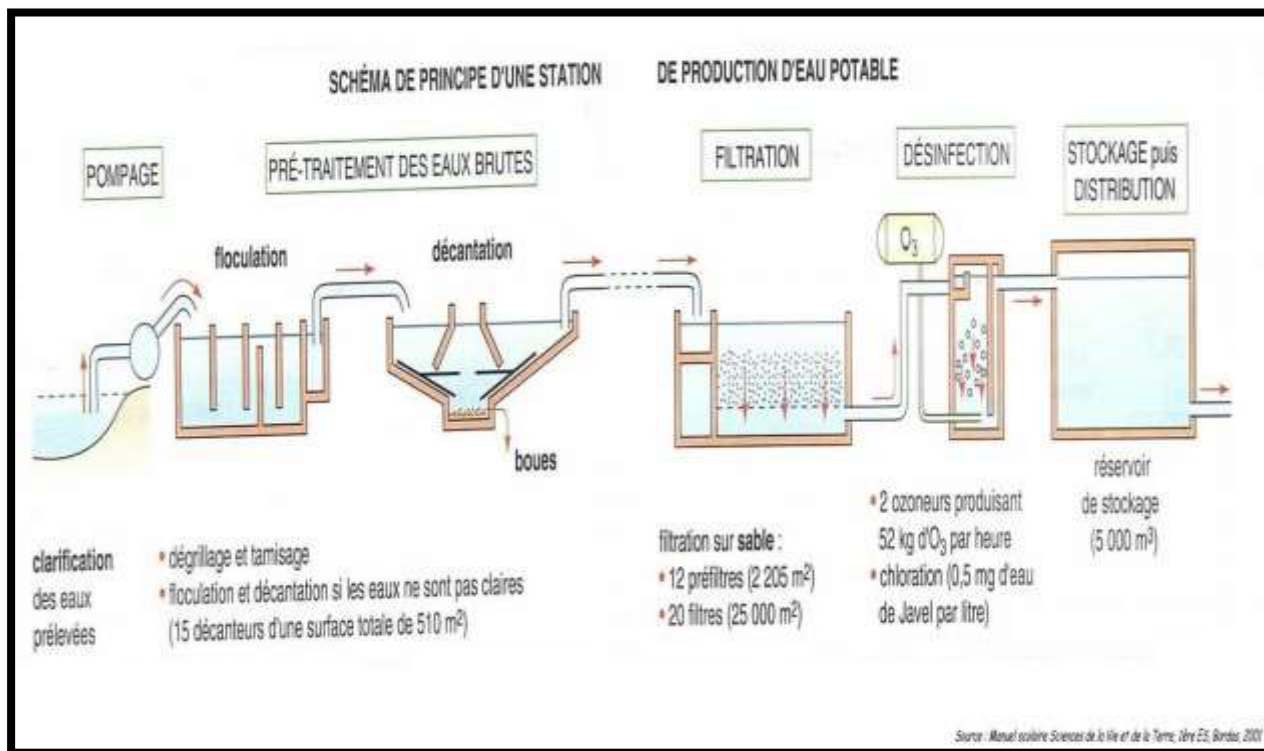


Figure I.2:Schéma de traitement des eaux

I.6. L'alimentation en eau potable(AEP):

L'Alimentation en Eau Potable comprend l'ensemble des opérations d'approvisionnement de la population en eau potable, depuis le prélèvement du milieu naturel jusqu'à l'utilisateur. Elle cherche à répondre à deux objectifs:

▷ Production d'un eau de qualité, à partir d'un eau brute qui nécessite généralement un traitement.

▷ La distribution de l'eau produite, à travers un ensemble d'installations et de réseaux afin de répondre à la demande des consommateurs de manière satisfaisante.

I.7. Fonctions d'Alimentation en eau potable:

Nous distinguons plusieurs étapes dans le processus de production et de d'acheminement de l'eau. La première étape est l'étape de Captage, qui consiste à recueillir les eaux souterraines ou de surfaces de la source. Vient ensuite l'étape d'Adduction qui permet de transférer l'eau de la zone de captage jusqu'à proximité de la zone de distribution. Avant d'être distribuée l'eau doit subir des traitements ce qui permet de transformer l'eau brute en eau potable. L'eau est ensuite acheminée vers les zones de stockage afin de réguler le débit dans le réseau et prévenir une pénurie d'eau en cas de défaillance ou forte demande. L'eau est distribuée à travers le réseau d'Alimentation d'Eau Potable aux usagers [5].

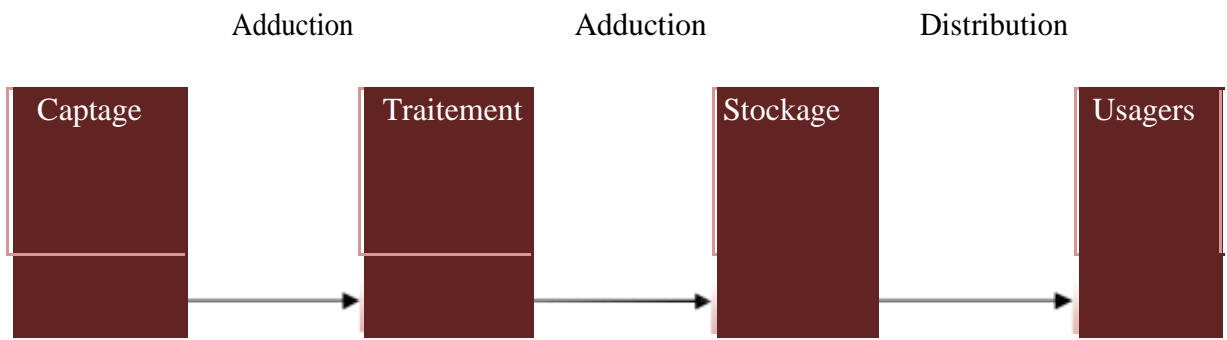


Figure I.3: Cheminement de l'eau

I.8. Conclusion

En conclusion , si tous les êtres humains n'ont pas accès à l'eau potable et que tant des personnes en souffrent et en meurent , c'est parce que tous les pays n'ont pas les mêmes infrastructures , pas le même niveau de développement, l'eau ne manque pas, simplement la faire parvenir jusqu'aux endroits demandés est très difficile dans certains pays, et dans d'autres pays comme nous l'Algérie, l'eau est très facile à avoir, notre consommation est excessive et si nous la réduisons, nous pourrions aider des milliers de personnes à vivre, à profiter également de la chance que nous avons d'avoir cette eau potable. L'eau ne suffit pas, il faut évidemment qu'elle soit potable, et comme nous l'avons expliqué, l'eau est aussi la cause de graves maladies, c'est pour cela qu'une eau avant d'être consommée doit avoir subi un traitement et respecter des normes. Sans eau, la vie n'est pas possible, c'est pour cela que c'est un besoin indispensable à l'homme.

Chapiter II

Les Pompes Et Les Pertes De Charge

II.1. Introduction :

Ce chapitre est consacré à l'étude technologique des pompes. Ce dernier est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un liquide. Il existe plusieurs types des pompes chaque type de pompe correspondent une nature et un agencement particulier des pièces mobiles internes quel qu'en soit le type.

II.2. pompe hydraulique :

Les pompes sont des appareils qui servent à aspirer, refouler et comprimer les liquides et elles permettent de transformer l'énergie mécanique de rotation (ou de translation) en énergie hydraulique. En pratique, il s'agit souvent d'augmenter la pression du fluide. [6]

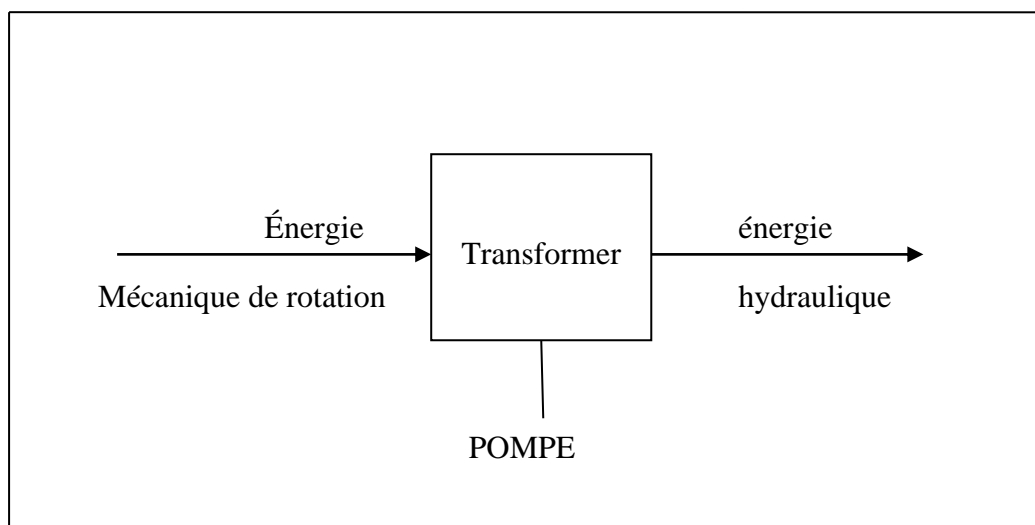


Figure II.1: Transformation de l'énergie mécanique en énergie hydraulique.

Une pompe hydraulique est une machine destinée à accroître l'énergie d'un liquide en vue de provoquer son élévation de pression et son déplacement dans un circuit.

Son rôle se limite à aspirer l'huile de réservoir et de la refouler. La pompe fournit un débit. Elle est donc un générateur de débit.

Le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie que lui est communiqué par la force Centrifuge.

Une pompe se caractérise par :

- son débit.
- sa cylindrée.
- son rendement.
- Son sens de rotation.

- Sa vitesse de rotation.



Figure II.2: Symbole de la pompe hydraulique.

II.3.Types des pompes :

Les pompes véhiculant des liquides se divisent en deux catégories principales :

- Les turbopompes.
- Les pompes volumétriques.

II.3.1.Les turbopompes:

Une turbopompe est une machine dans laquelle l'énergie transmise au liquide est une énergie principalement cinétique, qui lui est communiquée par l'intermédiaire d'un rotor.

Elles sont toutes rotatives. Ce sont des pompes centrifuges, à hélice (axiale) et hélico centrifuge.

II.3.1.1.Les pompes centrifuges:

Le mouvement du liquide est rigoureusement normal à l'axe, car il pénètre au centre de la roue et est projeté vers l'extérieur par l'action combinée de la force centrifuge et des aubes du rotor. [7]

III.3.1.2.Les pompes axiales :

Dans ce type de pompes, le fluide est animé d'un mouvement parallèle à l'axe de la pompe. [7]

II.3.1.3.Les pompes hélico-centrifuge :

Ce type de pompe a un impulsor qui est intermédiaire entre les deux types extrêmes, centrifuge et à hélice ; le mouvement imprimé au liquide est donc à la fois centrifuge et axial [8] .

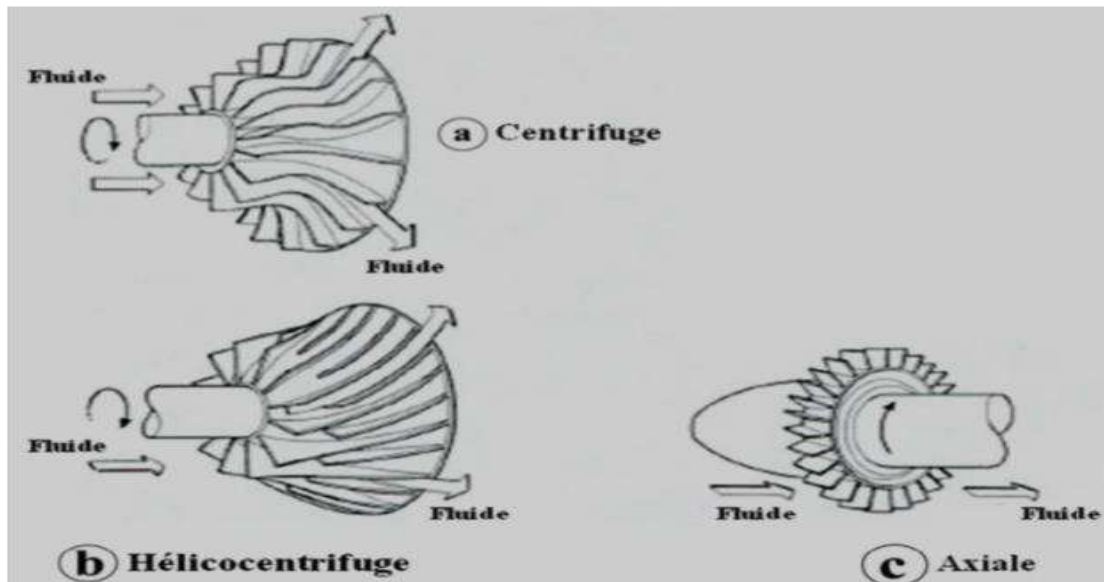


Figure II.3: Roues mobiles de machines centrifuges, hélico centrifuge et axiale. [9]

II.3.1.4. Selon le nombre d'étages :

- Monocellulaire : avec une seule roue sur l'arbre.
- Multicellulaire : avec plusieurs roues sur l'arbre déposées en série.

II.3.1.5. Selon la disposition de l'axe de la pompe :

- Pompe verticale.
- Pompe horizontale.

II.3.1.6. Principe de fonctionnement d'une turbopompe :

Le mouvement du liquide résulte de l'accroissement d'énergie qui lui est communiqué par la force centrifuge. Les turbopompes sont des machines tournantes qui grâce à un rotor à aubes convenablement orientées augmente l'énergie cinétique et projette à l'aide de la force centrifuge le liquide à la périphérie sur la volute. A la sortie et à l'aide d'un divergent, une grande partie de l'énergie cinétique se transforme en pression motrice.

II.3.1.7. Avantages et inconvénients des turbopompes :

les avantages :	Les inconvénients :
<ul style="list-style-type: none"> • A caractéristiques égales, elles sont plus compactes que les machines volumétriques ; • Leur rendement est souvent meilleur que celui des volumétrique ; • Elles sont adaptées à une très large gamme de liquides ; • Leur débit est régulier et le fonctionnement 	<ul style="list-style-type: none"> • Impossibilité de pomper des liquides trop visqueux ; • Production d'une pression différentielle peu élevée ; • Elles ne sont pas auto-amorçages ;

<p>silencieux;</p> <ul style="list-style-type: none"> • En cas de colmatage partiel ou d'obstruction de la conduite de refoulement, la pompe centrifuge ne subit aucun dommage et l'installation ne risque pas d'éclater. La pompe se comporte alors comme un agitateur... 	
---	--

Tableau II.1 : Avantages et inconvénients des turbopompes.

II.3.2. Les pompes volumétriques et principe de fonctionnement :

Une pompe volumétrique se compose d'un corps de pompe parfaitement clos à l'intérieur duquel déplace un élément mobile en translation ou en rotation rigoureusement ajusté.

L'écoulement résulte de la variation d'une capacité occupée par le liquide. [10]

Leur fonctionnement repose sur l'exécution d'un mouvement cyclique. Un volume V de fluide emprisonné dans un espace donné (le récipient de départ) est contraint à se déplacer de l'entrée vers la sortie de la pompe par un système mécanique. Ce volume prélevé dans la conduite d'aspiration engendre une dépression qui fait avancer le fluide vers la pompe par aspiration. Cet effet confère aux pompes volumétriques d'être auto-amorçantes. Dans le cas des liquides, la pression d'aspiration ne doit pas s'abaisser en-dessous de la pression de vapeur saturante sous peine de voir le liquide entrer en ébullition. On obtient un débit théorique moyen proportionnel à la vitesse de rotation ou de translation. Les pompes volumétriques sont caractérisées par une grande diversité d'emploi et une grande variété de réalisations technologiques. On se limitera ici, à la présentation de quelques types à cette grande famille de machines tournantes :

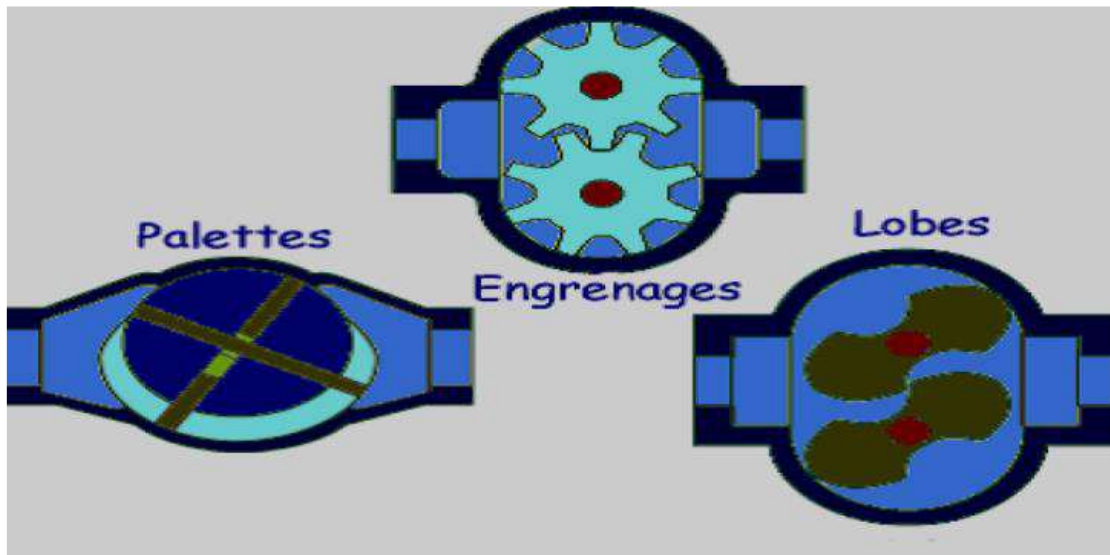
- Les pompes volumétriques alternatives.
- Les pompes volumétriques rotatives.

II.3.2.2. Pompes volumétriques rotatives :

Ces pompes sont constituées par une pièce mobile animée d'un mouvement de rotation autour d'un axe, qui tourne dans le corps de pompe et crée le mouvement du liquide pompé par déplacement d'un volume depuis l'aspiration jusqu'au refoulement.

Les principaux types de pompes volumétriques sont les suivants : à palettes, engrenages, lobes, vis, ...etc.

La figure ci-après, nous illustre la façon dont quelques pompes volumétriques rotatives fonctionnent :



II.4: Fonctionnement de quelques pompes volumétriques rotatives. [9]

II. 3.2.2.1. Pompes à palettes :

II.3.2.2.1.1. Pompes à palettes libres :

Un corps cylindrique fixe communique avec les orifices d'aspiration et de refoulement.

A l'intérieur se trouve un cylindre plein, le rotor, tangent intérieurement au corps de la pompe et dont l'axe est excentré par rapport à celui du corps. Le rotor est muni de 2 à 8 fentes diamétralement opposées deux à deux, dans lesquelles glissent des palettes que des ressorts appuient sur la paroi capacités comprises entre les cylindres et les palettes en créant ainsi une aspiration du liquide d'un côté et un refoulement de l'autre (**Figure 5**).



Figure II.5: Pompes à palettes libres. [10]

II.3.2.2.1.2. Pompes à palettes flexibles :

L'ensemble rotor-palettes est en élastomère. Il entraîne le liquide jusqu'au refoulement où les palettes sont fléchies par la plaque de compression et permettent l'expulsion du liquide (**Figure 6**).

Comme toutes les pompes à palettes, ces pompes n'entraînent ni brassage, ni laminage, ni émulsion du produit. Elles peuvent également pomper des particules solides. Les caractéristiques, débit, vitesse, pression sont sensiblement identiques aux précédentes. [8]

Dans la figure suivante, nous avons les différentes étapes de transfert du liquide à l'intérieur des pompes à palettes flexibles :



Figure II.6: Pompes à palettes flexibles. [14]

II.3.2.2.2. Pompes à engrenages extérieurs :

Ce type de pompe comporte un grand nombre de variantes qui diffèrent entre elles soit par la disposition, soit par la forme des engrenages. Dans tous les cas, le principe consiste à aspirer le liquide dans l'espace compris entre deux dents consécutives et à le faire passer vers la section de refoulement (Figure II.7). Les pompes à engrenages peuvent avoir une denture droite, hélicoïdale, ou encore à chevrons. Cette dernière solution présente l'avantage de rendre le mouvement plus uniforme.

Ces pompes peuvent tourner vite (2000 à 3000 tr/min), elles sont relativement silencieuses et permettent d'atteindre des pressions moyennes au refoulement de l'ordre de 20 à 50 bars. [10]

Dans ce qui suit, nous avons une figure représentative du mode de fonctionnement des Pompes à engrenages extérieurs

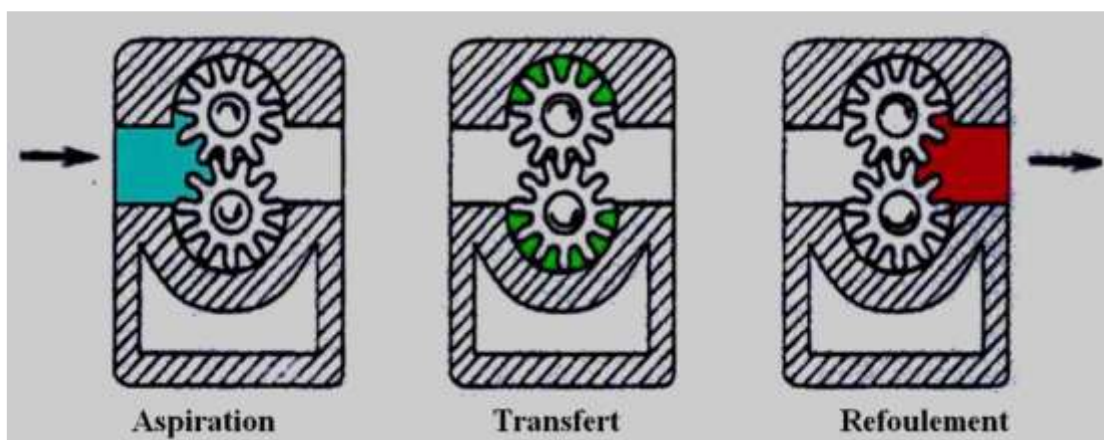


Figure II.7: Pompes à engrenages extérieurs

II.3.2.2.3.Pompes à lobes

Le principe reste le même que celui d'une pompe à engrenages externes classique à ceci près que les dents ont une forme bien spécifique et qu'il n'y a que deux ou trois dents (lobes) par engrenage. Les rotors ne sont jamais en contact et, pour ce faire, sont entraînés par des engrenages externes. De ce fait, le pouvoir d'aspiration reste faible. [9]

II.3.2.2.4.Pompes péristaltiques :

Son principe de fonctionnement est plutôt simple : un tuyau souple est écrasé par des galets, le fluide est alors repoussé sans turbulence, ni cisaillement (**Figure. II. 8**). Il n'y a pas non plus de contact entre le fluide et les pompes mécaniques. Son débit est limité à des Valeurs de l'ordre de 60 à 80 m³/h. Par contre, le rendement est de 100 % et elle est la pompe doseuse par excellence.

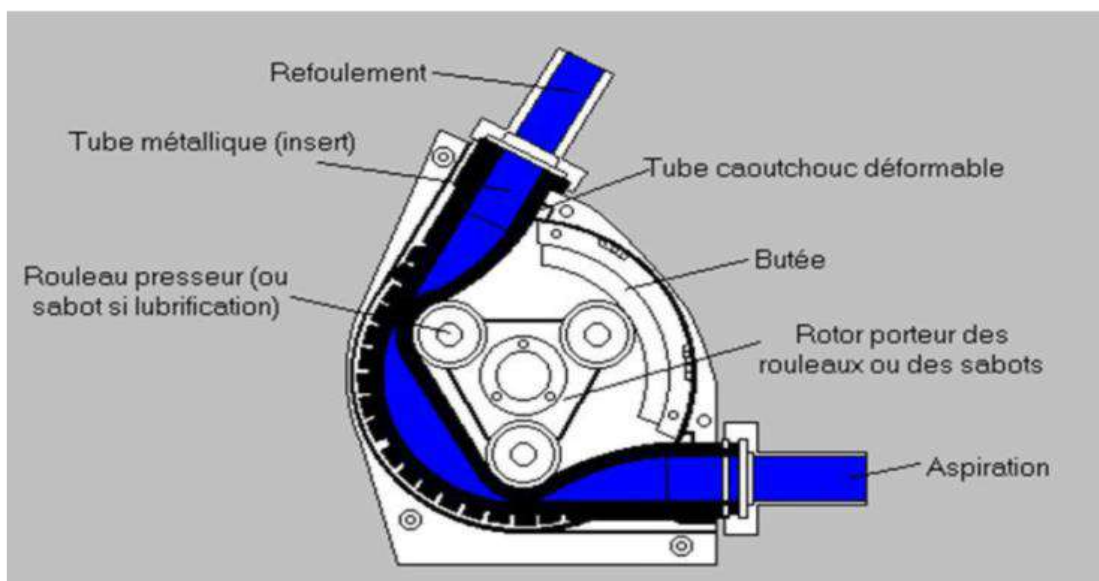


Figure II.8: Pompes péristaltiques. [9]

II.3.2.3.Avantages et inconvénients des pompes volumétriques :

Le tableau suivant nous donne les avantages et inconvénients de quelques différentes pompes volumétriques :

Type de pompé	Avantages	Inconvénient
Pompés à engrenages extérieurs	Silencieuse. Les quatre paliers permettent une bonne tenue mécanique. Pompe réversible si les pignons sont droits. Meilleure répartition des efforts si pignons à chevrons.	Souvent plusieurs boîtiers d'étanchéité. Surtout pas de particules solides dans cette pompe. Pas de produits abrasifs. Nombreuses pièces

	Étanchéité par tresse ou garniture mécanique. Débit régulier.	
Pompes à lobes	Pas de contact entre les lobes. Pompe réversible. Facile à nettoyer. Possibilité d'adjoindre un by-pass. Pompage de produits chargés	Nécessite des engrenages d'entraînement extérieurs. Encombrement assez important. Nécessite deux boîtiers d'étanchéité. Impose
Pompes péristaltiques	Pompage de produits chargés et abrasifs. Silencieuse. Entretien facile. Pompe doseuse. Pas de boîtier d'étanchéité ni de garnitures. Fonctionnement à sec.	Pulsations importantes au refoulement. Débit limité. Températures d'utilisation assez faibles.
Pompes à palettes libres ou Plaquées	Possibilité d'une enveloppe de réchauffage. Pas de brassage, ni de laminage, ni d'émulsion. Débit régulier. Marche de la pompe réversible. Rattrapage automatique du jeu par l'avancée des palettes. Possibilité d'adjoindre un by-pass simple. Étanchéité par	Fuites internes avec produits très liquides. Légères pulsations suivant la vitesse. Pression d'utilisation limité

Tableau II.2: Avantages et inconvénients des différentes pompes. [10]

II.3.2.4. Les pompes volumétriques alternatives :

Ces pompes sont caractérisées par le fait que la pièce mobile est animée d'un mouvement alternatif. Ses principaux types sont les suivants :

- A membrane
- A piston. [10]

II.3.2.4.1. Pompes à membranes :

Le déplacement du piston est remplacé par les déformations alternatives d'une membrane en matériau élastique (caoutchouc, élastomère, etc.). Ces déformations produisent les phases d'aspiration et de refoulement que l'on retrouve dans toute pompe alternative.

Actuellement, les pompes à membranes sont constituées de deux membranes, ce qui permet d'avoir des pompes à double effet. Elles ont l'avantage de pouvoir pomper à peu près n'importe quel liquide.

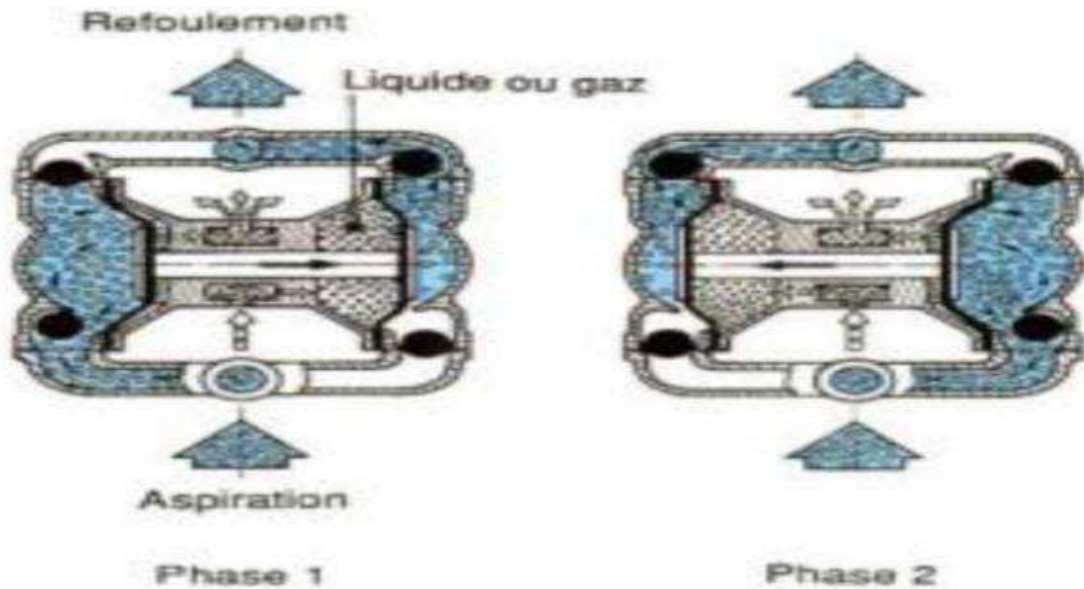


Figure II.9: Pompes à membranes. [10]

II.3.2.4.2. Avantages et inconvénients des pompes à membranes :

Le tableau suivant nous donne les avantages et les inconvénients des pompes membranes :

Les avantages:	L'inconvénient:
<ul style="list-style-type: none"> • Fonctionnement à sec sans dommage. • Propreté absolue du liquide pompé (chargé, abrasif, acide, visqueux ou non). • Bon rendement (90 %). 	<ul style="list-style-type: none"> • Débit limité. • Viscosités assez faibles. • Pompage de particules solides impossible. • Bon fonctionnement que si l'étanchéité est parfaite entre le cylindre et le piston. • Pulsations importantes au refoulement (système amortisseur indispensable).

Tableau II.3: Les avantages et les inconvénients des pompes à membranes. [9]

II.3.2.4.3. Pompes à piston :

Ces machines ont un fonctionnement alternatif et nécessitent un jeu de soupapes ou de clapets pour obtenir tantôt l'aspiration du fluide, tantôt le refoulement.

Elles peuvent être à simple effet et, dans ce cas, le piston n'a qu'une seule phase active (premier temps : aspiration, deuxième temps : refoulement) sur les deux que comporte le cycle.

Elles peuvent être à double effet et, dans ce cas, le piston est actif dans les deux phases, celles-ci étant à la fois phase d'aspiration et phase de refoulement. Cela permet un débit deux fois plus important et une régularité plus grande dans le débit.

On peut également associer plusieurs pompes à simple ou à double effet en les calant de manière à ce que leurs mouvements respectifs s'accordent harmonieusement. On arrive dans ce cas à augmenter nettement le débit et surtout sa régularité. Ces pompes ont généralement un fort pouvoir d'aspiration, et surtout permettent d'obtenir des pressions élevées.

Les pompes à piston sont robustes et ont de bons rendements au-dessus d'une certaine taille. Elles peuvent être utilisées comme pompes doseuses, on les trouve d'ailleurs assez souvent avec des pistons à course réglable. L'étanchéité de ce type de pompes ne leur permet pas de travailler avec des fluides possédant des particules solides.

Les figures suivantes illustrent les deux phases respectivement des pompes à piston à simple effet et double effet :

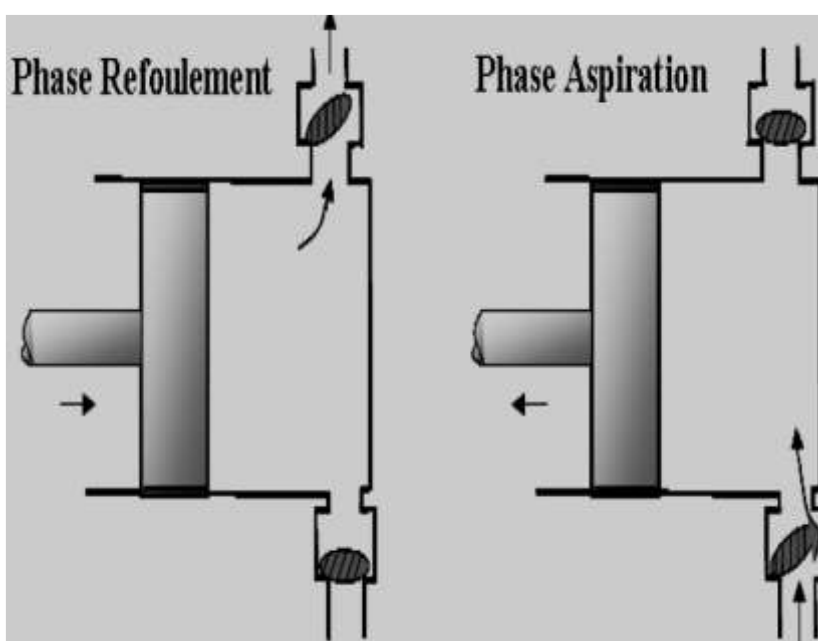


Figure II.10: Principe pompe à piston. [9]

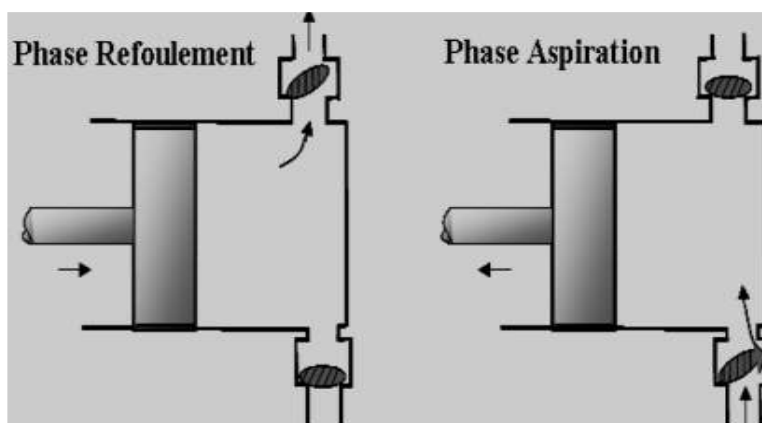


Figure II.11: Pompe à piston à double effet. [9]

II.3.2.4.4. Avantages et inconvénients des pompes à piston:

Les avantages	Les inconvénients
<ul style="list-style-type: none">• Fonctionnement à sec sans dommage.• Bon rendement (> 90 %).• Pression au refoulement très importante.• Débit réglable	<ul style="list-style-type: none">• Débit limité.• Viscosités assez faibles.• Pompage de particules solides impossible.• Bon fonctionnement que si étanchéité parfaite entre le cylindre et le piston.• Pulsations importantes au refoulement.

Tableau II.4 : Les avantages et les inconvénients des pompes à piston. [9]

II.4.Pompes immergées :

Une pompe immergée c'est une pompe verticale mono ou multicellulaire centrifuge avec roues radiales ou semi-axiales. Les roulements de guidage et les bagues d'usure garantissent la résistance à l'usure en assurant la constance et la fiabilité des caractéristiques hydrauliques dans le temps. Sur demande, les pompes sont disponibles en bronze ou en acier inoxydable pour les applications en eau de mer ou avec des liquides agressifs.

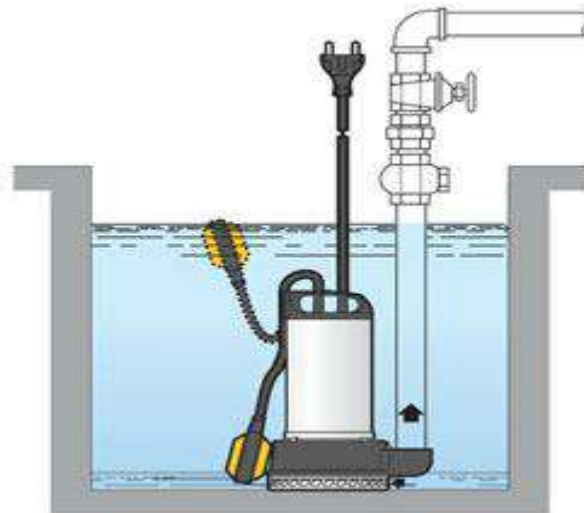


Figure II.12: une pompe immergée.

II.4.1.Domains d'applications :

Les pompes submersibles sont utilisées dans les systèmes de lutte contre l'incendie et les stations de pompage ainsi que pour élever l'eau primaire des puits. Ils peuvent être utilisés pour

transporter de l'eau pure et dans les usines de purification d'eau, les pompes sont utilisées pour alimenter les systèmes d'irrigation et les systèmes d'eau utilisés dans les activités agricoles.

II.4.2. Avantages et inconvénients des pompes :

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Très efficace, écoulement régulier, • Capacité constante. • Offre une vaste gamme de capacités et de pressions. • Silencieuse. • Bonne durabilité. 	<ul style="list-style-type: none"> • Prématurée des pièces. • Couteuse et parfois difficile à réparer.

Tableau II.5 : Avantages et inconvénient des pompes immergées.

II.5. Caractéristiques des pompes [11]

Les principales courbes qui caractérisent une pompe centrifuge et qui expriment ses performances sont celles énumérées précédemment ces courbes sont données pour une vitesse de rotation donnée.

Pour tracer ces courbes, il faut au minimum huit (8) points y compris le point de barbotage ($Q = 0$) et celui correspondant au débit maxima l.

- **Hmt (Hauteur manométrique total) [11]**

L'énergie que fournit la pompe au liquide se présente sous deux formes :

L'énergie de pression : Correspond à l'augmentation de la pression dans la pompe.

L'énergie cinétique : Correspond de la vitesse du liquide entre l'aspiration et le refoulement.

La Hmt s'exprime en mètre de liquide sous la formule suivante

$$H_{MT} = \frac{P_r - P_a}{\gamma} + \frac{V_r^2 - V_a^2}{2g} + Z, [m]$$

P_r : la pression de refoulement mesuré par le manomètre (bar)

P_a ; la pression d'aspiration mesurée par le vacumètre (bar)

V_r = vitesse de l'eau au refoulement (m/s)

V_a : la vitesse de l'eau à l'aspiration (m/s)

Z : la différence de niveau entre le manomètre et le vacumètre (m)

Dans de nombreux cas la différence d'énergie cinétique est négligeable au regard de l'augmentation de la pression.

- **Puissance absorbée (Puissance mécanique d'entrée) [12]**

$$P_a = \frac{2\pi n T}{60} (w)$$

T : couple (N.m)

n : vitesse de rotation du moteur (tr/mn)

- **Puissance hydraulique (puissance utile) [13]**

La puissance hydraulique est la puissance fournie au fluide par la pompe. Elle s'exprime en W ou le Kw.

$$P_U = \omega * Q * H (w)$$

Q : débit (m³/s) ;

H : Hauteur (m) ;

ω : Poids volumique de l'eau (N/m³).

- **Rendement global [14]**

Le rendement global permet de quantifier la transformation de l'NRJ électrique en NRJ hydraulique. Il s'exprime en %.

$$\eta = \frac{P_U}{P_a} = \frac{9.81 Q \cdot H}{P_a} 100; \%$$

Pa : puissance absorbée ; (w)

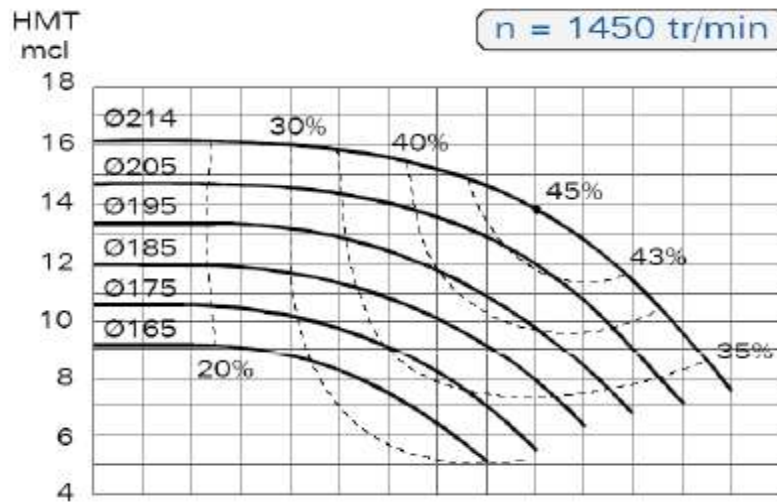
Pu : puissance utile (puissance hydraulique) ; (w)

II.6.Courbes caractéristiques d'une pompe :

Les courbes principales qui caractérisent une pompe sont au nombre de trois. Elles sont établies par le constructeur pour un type de pompe et une vitesse de rotation donnée.

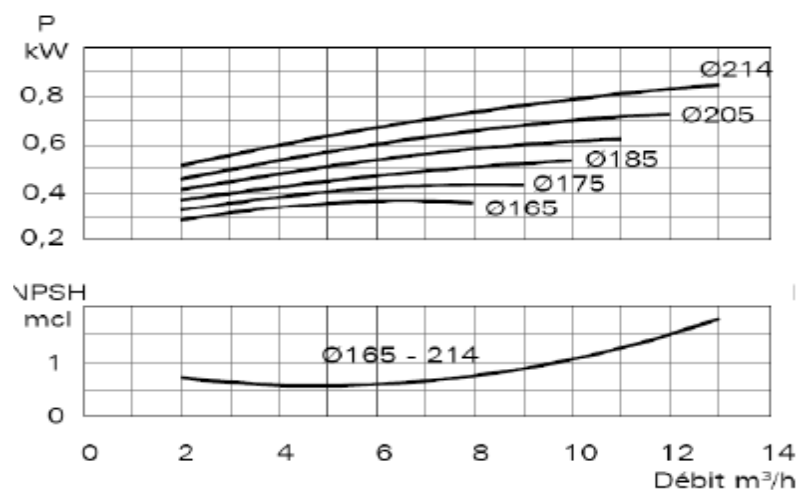
II.6.1.Courbe débit-hauteur:

Elle présente les variations de la hauteur manométrique totale d'élévation susceptible d'être fournie par la pompe en fonction du débit Q. Ces courbes sont sensiblement des paraboles. Pour les pompes centrifuges (écoulement radial) les paraboles sont plus ou moins plongeantes.



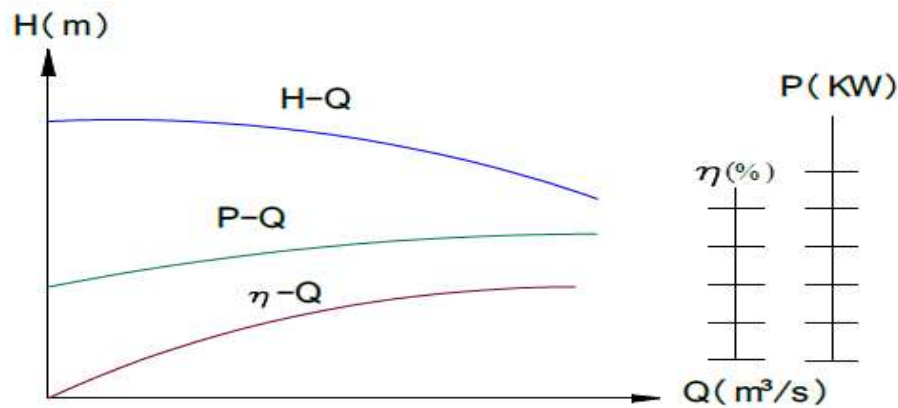
II.6.2. Courbe de puissance. Puissance absorbée par une pompe:

La courbe de puissance absorbée en fonction du débit est d'allure parabolique. Pour les pompes centrifuges la concavité de la parabole est tournée vers le bas, ce qui permet d'éviter une surcharge du moteur si les conditions d'utilisation sont appelées à varier.



II.6.3. Courbe et rendement. Rendement optimum :

Cette courbe pour chaque type de pompe présente un maximum au voisinage duquel il faudra s'efforcer d'utiliser la pompe. A titre indicatif, nous donnons sur le tableau ci après l'ordre de grandeur du rendement optimal des pompes centrifuges.



II.7. Les pertes de charge

Les pertes de charge sont des chutes de pression dues à la résistance que rencontrent les fluides en écoulement : les actions de cisaillement occasionnent en effet des pertes énergétiques.

II.8. Types Des pertes de charges :

Ces pertes de charge sont en réalité de deux types :

1. les pertes de charge J linéaire
2. les pertes de charge singulières

II.8.1. Les pertes de charge linéaires :

Les pertes de charge linéaires sont aussi appelées «pertes de charge par frottement». Elles correspondent à une perte de pression dans une installation, dû aux frottements des fluides dans les tuyauteries, cuivre, acier, PE. [15]

Plus la longueur de tube est importante plus il y aura de pertes.

Les pertes de charges linéaires dépendent de nombreux paramètres :

- Le type d'écoulement (Laminaire, turbulent, lisse ou rugueux);
- La masse volumique du fluide;
- La viscosité (dépendante elle même de la température);
- La vitesse du fluide;
- Du diamètre intérieur du tube;
- Du coefficient de rugosité de la canalisation.

D'où

$$J_L = J \cdot L$$

J_L : perte de charge linéaire en (m)

J : perte de charge par mètre de canalisation

L : longueur du tronçon en (m)

II.8.1.1. Formule dite de Darcy-Weisbach:

$$j = \lambda \frac{L V^2}{D 2g}$$

D : Diamètre de la section d'écoulement (m)

L : Longueur de la conduite (m)

V : Vitesse d'écoulement (m/s)

λ : Coefficient de frottement (sans unité)

Plusieurs formules sont proposées pour le calcul de λ et dépend du régime d'écoulement:

Le coefficient λ (coefficient des pertes de charges linéaires) dépend de la nature de l'écoulement (laminaire ou turbulent) et de la rugosité des parois de la canalisation (K). [16]

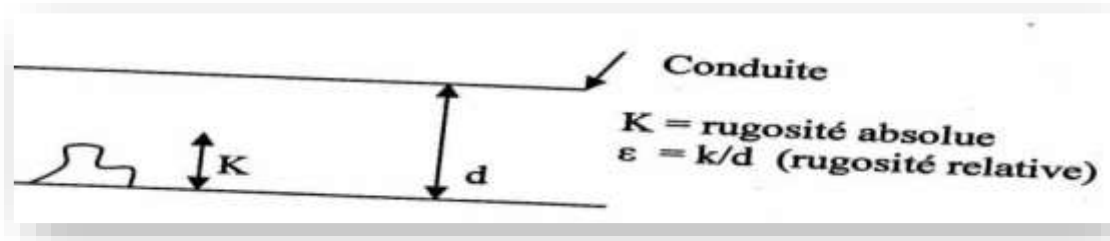


Figure II.13 La rugosité des parois

- Perte de charge en régime laminaire: $Re \leq 2000$

$$\lambda = \frac{64}{Re}$$

- Perte de charge en régime turbulent, plusieurs formules de calcul du coefficient λ sont proposées par différents auteurs

II.8.1.2. Formule de Colebrook :

$$Re = \frac{VD}{\tau}$$

K - Paramètre lié à la rugosité de la paroi (Tableau II.6).

τ - Viscosité cinématique (m²/s).

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

<i>Nature</i>	<i>K* (en 10⁻²)mm</i>
Fonte vieille	20
Fonte neuve sans revêtement	10
Fonte revêtue de ciment	5
Fonte revêtue de ciment centrifugé	2.5
Acier ou béton lisse	1
Fonte revêtue de ciment lisse	0.5
Béton précontraint	0.5
Amiante-ciment	0.25

Tableau II.6 : Valeurs du coefficient *K* de la formule de Colebrook – White

- A ce jour aucune équation ne permet d'évaluer parfaitement les pertes de charges quel que soit le type d'écoulement. il est donc nécessaire de déterminer ce régime pour choisir l'équation qui convient au calcul du coefficient de pertes de charge dans un conduit [17]:
- Les régimes d'écoulements varient suivant:
 - Les vitesses;
 - La viscosité;
 - La section de conduit
 - La rugosité
 - La masse volumique

Ils sont déterminés par le nombre de Reynolds.

- Si $R_e < 2000$ le régime est laminaire. On utilisera la formule de Poiseuille en écoulement laminaire pour trouver le coefficient de pertes de charges,
- Si $2000 < R_e < 4000$ le régime est transitoire. (il peut basculer d'un état à l'autre il est bon de faire le calcul dans les deux états pour évaluer le comportement possible du fluide)

Si $R_e > 4000$ l'écoulement est turbulent pour trouver le coefficient de pertes de charge, Colebrook est utilisable dans tous les cas d'écoulement turbulent*

II.9.Écoulement turbulent :

L'étude théorique d'un écoulement turbulent est très compliquée, cependant son étude présente un grand intérêt car c'est le régime le plus fréquent en pratique. Historiquement l'étude des écoulements turbulents a été entièrement expérimentale c'est à dire que l'on a accumulé des résultats empirique sans les relier entre eux.

Ensuite la notion de rugosité a été introduite ce qui a conduit a séparé les écoulements turbulent en deux catégories :

- Ecoulements turbulents lisses
- Ecoulements turbulents rugueux

II.9.1.Régime turbulent lisse :

- Si la hauteur des aspérités est inférieure à l'épaisseur du film laminaire, toutes les irrégularités sont immergées dans le film laminaire et le liquide s'écoule d'une façon laminaire, Dans ce cas la rugosité des parois n'a aucune influence sur le caractère l'écoulement. Ces parois sont appelées hydrauliquement lisse [18] .

- Le coefficient λ est fonction du nombre de Reynolds R_e , et il est déterminé par

La formule de Von **Karman**
$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}}$$

Pour des tuyaux lisses le nombre de Reynolds est varie entre $2500 < R_e < 10^5$

II.9.2. Régime turbulent rugueux :

Si la hauteur des aspérités dépasse l'épaisseur du film laminaire, les irrégularités des parois pénètrent dans le noyau turbulent et le courant s'écoule autour des aspérités avec décrochage suivi d'un échange intense des particules. Ces conduites s'appellent hydrauliquement rugueuses.

Pour des tuyaux rugueux le nombre de Reynolds $R_e > 10^5$

II.10.Différentes formules de perte de charge :

En régime permanent, une multitude de formules peut être utilisée pour le calcul des pertes de charge linéaires, telles que celle de Colebrook White, Hazen Williams, Darcy, Strickler, Scobey et Calmon et Lechapt,...etc [19] .

II.10.1.Formule de HAZEN-WILLIAMS (1905-1920) :

La formule de pertes de charge établie par les physiciens américains HAZEN et WILLIAMS a pour expression [18] :

$$J = 10.675 \frac{Q^{1.852}}{C_{hw}^{1.852} D^{4.87}}$$

Matériel	C_{H-w}
Acier neuf	120
Béton	130
Plastique	150
Céramique	110
Ciment d'amiante	140

Tableau II.7. Coefficients de rugosité pour les tuyaux

J : Pertes de charge unitaire en mètre par mètre CE

Q : Débit m^3 par seconde

D : Diamètre en mètre du tronçon

C_{hw} : Coefficient de Hazen-Williams dépendant de la rugosité

II.10.2. Formule de Darcy et Weisbach :

$$J = \frac{\lambda V^2}{D^2 g} \dots \dots V = \frac{4Q}{D^2 \pi}$$

II.10.3. Formule de Chézy :

$$J = \frac{V^2}{C^2 R_h} \dots \dots V = C \sqrt{R_h}$$

II.10.4. Formule Manning-Strickler :

Très employée l'étude des écoulements à surface libre.

Réécriture du coefficient de Chézy

-redécouverte par Manning (1885) : $C = \frac{1}{n} R_h^{1/6}$

-puis par Strickler : $C = K_s R_h^{1/6}$

*On en déduit, pour une conduite en charge :

$$J = \frac{4^{10/4} Q^2}{\pi^2 K_s^2 D^{16/3}} = \frac{10.29 Q^2}{K_s^2 D^{5.33}}$$

II.10.5. Formule de Nikuradse :

Le régime d'écoulement est turbulent, mais les effets de la rugosité de la conduite sont prédominants

λ est exprimé par la formule de Nikuradse $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{K}{3.71D} \right)$

$\varepsilon = \frac{K}{D}$ Rugosité relative

k : Rugosité absolue

II.10.6. Formule de Colebrook –White[8] :

Elle est définie par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left(\frac{K}{3.7D} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}} \right)$$

- Cette formule est implicite et ne peut donc se résoudre qu'à l'aide d'approximations successives.

II.11. Diagramme de Moody :

- Le diagramme de Moody permet d'évaluer graphiquement le facteur de frottement λ en fonction de la vitesse d'écoulement moyenne V , du diamètre D et de la rugosité ε de la conduite et de la viscosité du fluide [15]
- On détermine le régime d'écoulement :

- Si le régime est laminaire alors: $\lambda = \frac{64}{R_e}$

- Pour un domaine où : nous pouvons utiliser la formule de Blasius comme formule approchée :
 $4000 < R_e < 100\ 000$

Formule de Blasius : $\lambda = 0.316 R_e^{-0.25}$

- Si le régime est turbulent, on choisit le point d'intersection de la courbe correspondant au $\frac{\varepsilon}{D}$ de la conduite et au nombre de Reynolds. On projette ensuite ce point sur l'ordonnée de gauche de diagramme pour estimer λ .

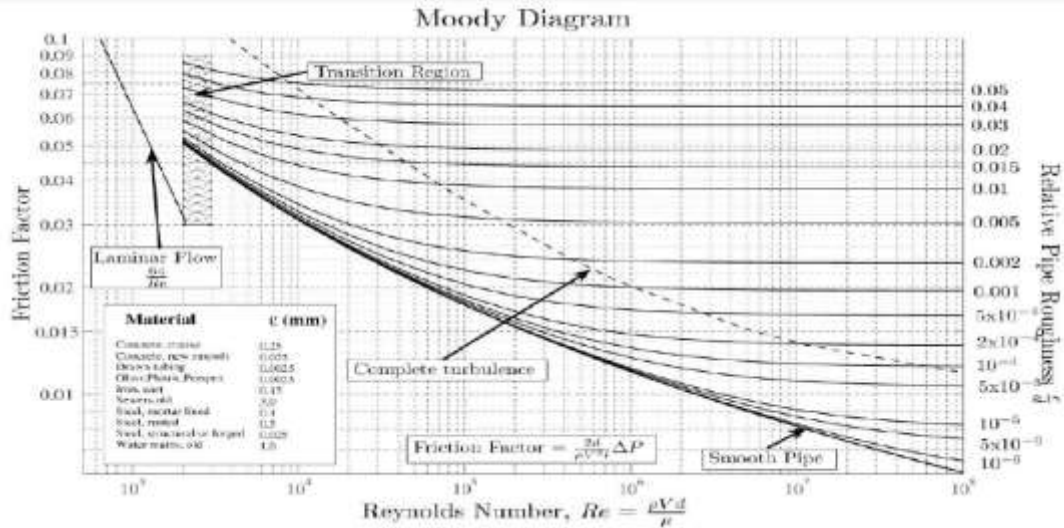


Figure II.14. Diagramme de Moody

- 1.- Zone à Ecoulement Laminaire : $Re < 2000 \quad \lambda = f(Re)$
- 2.- Zone de transition : $2000 < Re < 4000$
- 3.- Zone de Turbulence Lisse : $\lambda = f(Re)$
- 4.- Zone de Turbulence Transitoire : $\lambda = f(Re ; k/D)$
- 5.- Zone de Turbulence Rugueuse : $\lambda = f(k/D)$

II.12. Les Pertes de charge singulière :

dues aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation.

II.12.1. Coefficient de perte de charge singulière :

En plus des pertes de charges linéaires dues à l'écoulement continu du fluide, chaque obstacle, discontinuité, ou perturbation de l'écoulement est susceptible d'engendrer localement une dissipation d'énergie. :(changements de sections ou de direction (exemple : des coudes, des vannes, des robinets, des rétrécissements, des élargissements [16].

- On appelle ces dissipations les pertes de charge singulières. Elles se calculent toujours à partir de la formule suivante :

$$H_{sing} = \epsilon \frac{V^2}{2g}$$

ϵ : est un Coefficient de perte de charge singulière qui dépend du type, de la forme et des dimensions de la singularité.

V : La vitesse moyenne

- La constante dépend bien sûr du type d'obstacle rencontré par le fluide.
- Cette formule montre par ailleurs qu'une perte de charge singulière consiste à retirer un pourcentage fixe (égal à) de l'énergie cinétique du fluide au passage de l'obstacle.

- On aura donc toujours :

$$0 \leq \varepsilon \leq 1$$

- En pratique, les valeurs de ε ont été obtenues soit expérimentalement, soit par des développements théoriques ou des simulations numériques (souvent les trois).

Chapiter III

Modélisation Des Réseaux d'AEP

III . Introduction :

L'objectif du calcul d'un réseau de distribution est la détermination des paramètres géométriques et hydrauliques des canalisations formant le réseau de distribution c'est-à-dire le diamètre **D (m)**, le gradient de la perte de charge **J**, la vitesse de l'écoulement **V(m/s)** en fonction d'une répartition arbitraire des débits **Q (m³/s)** puis la vérification de la pression au sol au niveau de chaque nœud qui doit être comprise entre **10 m.c.e** et **40 m.c.e** pour dire que le calcul est acceptable ou non. Ce calcul ne peut se faire qu'après avoir évalué les différents débits susceptibles d'être évacués par chaque tronçon et cela après avoir estimé les différents besoins en eau de l'agglomération urbaine (population, industrie, équipements, etc...).

Un réseau maillé est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs boucles fermées en suivant son tracé : une telle boucle s'appelle une « **maille** ». Ce système qui présente de nombreux avantages par rapport au réseau ramifié s'adapte très bien au plan des agglomérations urbaines.

Le calcul d'un réseau maillé est assuré par l'utilisation de la méthode de *Hardy-cross* basée sur des approximations successives et qui repose sur deux lois, la loi des mailles et la loi des nœuds.

Dans ce chapitre on va présenter les méthodes de calcul d'un réseau de distribution d'eau potable utilisées dans notre cas d'études qui sont : la méthode de Hardy cross, le logiciel de simulation **EPANET**, et **FOTRAN**

III.1.Modélisation des réseaux d'AEP

III.1.1Définition

La modélisation est une représentation logique et mathématique du comportement du système réel dans un contexte donnée et une problématique donnée, le modèle prend dans la majorité des cas la forme d'une série d'hypothèse concernant le fonctionnement du système et qui sont exprimés à l'aide de relations mathématiques, logiques ou symboliques entre les entités. Ces modèles sont dits analytiques. Lorsque le système est assez complexe à modéliser de manière analytique, les praticiens utilisent un modèle descriptif qui détaille les différents événements et actions décrivant son comportement. [20]

III.1.2.Modélisation des réseaux d'AEP

Pour décrire la réalité complexe de l'hydraulique et de la gestion des réseaux d'alimentation en eau potable, un important effort de développement des modèles mathématiques a été réalisé, depuis trente ans. Cet effort a été grandement favorisé par le développement des moyens informatiques.

La modélisation constitue une démarche d'investigation non destructive, lorsqu'elle est menée

dans de bonnes conditions, permet :

- Dans le cadre d'une étude diagnostique, de connaître le fonctionnement hydraulique du réseau en situation actuelle et prochaine, afin de déterminer ses points faibles et de planifier les renforcements nécessaires à court terme ;
- De coordonner et valider, par les responsables de la distribution, les petits travaux en vérifiant l'adéquation et la consistance.
- Du point de vue de l'exploitation, d'étudier les situations critiques liées à l'indisponibilité d'une ressource, d'ouvrages de pompage ou de stockage, ou d'une canalisation maîtresse, ou de rechercher les dispositions les mieux adaptées pour parvenir à un contrôle adéquat de la pression de distribution tout en réduisant les coûts d'exploitation.
- D'autre part, de concevoir, dimensionner et planifier les aménagements rendus nécessaires par l'évolution des consommations ou de la réglementation en matière de sécurité [21].

III.2 Méthodes utilisées

III.2.1 Méthode de HARDY CROSS

III. 2.1.1 Méthode des mailles :

Le principe est de choisir, pour une distribution de diamètre initiale, une distribution des débits dans les tronçons du réseau, de manière à satisfaire l'équation de continuité aux nœuds (III.1), tout en vérifiant l'équation de conservation d'énergie pour chaque maille (III.2). Si celle-ci n'est pas vérifiée, une correction du débit (ΔQ) pour chaque maille est appliquée.

$$\text{Equation des nœuds } \sum Q_{ij} + q_i = 0 \quad (\text{III.1})$$

$$\text{Equation de mailles } \sum J_i = 0 \quad (\text{III.2})$$

$$\text{Avec } J_i = R_{ij} Q_{ij}^\alpha \quad (\text{III.3})$$

L'expression de la correction (ΔQ) pour chaque maille est :

$$\Delta Q = \frac{\sum_{i=1}^n J_{ij}^{it}}{\alpha \sum_{i=1}^n \frac{J_{ij}^{it}}{Q_{ij}^{it}}} \quad (\text{III.4})$$

Une fois la répartition des débits pour chaque tronçon est déterminée, une éventuelle correction sur les diamètres portant sur la vérification de la contrainte de vitesse est imposée. Le processus itératif s'arrête lorsque la contrainte de vitesse est vérifiée sur tous les tronçons du réseau.

III.2.1.2 Méthode des nœuds :

Une formulation analogue à celle présentée précédemment à été développée. Cette méthode dite «méthode des nœuds» consiste à choisir une distribution des charges aux nœuds, satisfaisant

l'équation de mailles, tout en vérifiant l'équation des nœuds. Si elle n'est pas vérifiée, une correction de la charge est appliquée. L'expression de la correction (ΔH) pour un coefficient $\alpha=2$ est :

$$\Delta H = \frac{2(\sum_{i=1}^n Q_{ij}^{it} + q_i)}{\sum_{i=1}^n \frac{Q_{ij}^{it}}{J_{ij}}} \quad (\text{III.5})$$

III.2.1.3 Commentaires

La méthode de HARDY CROSS constitue le pas initial dans le dimensionnement des réseaux d'alimentation en eau potable. Néanmoins elle présente certains inconvénients:

- Pour la convergence du processus itératif, une distribution initiale des débits plus au moins proche de la solution est exigée. Ce qui justifie le nombre important d'itérations.
- Les expressions des corrections (ΔQ), (ΔH) correspondant respectivement aux méthodes des mailles et des nœuds, manquent de rigueur mathématique, ce qui influe sur la précision des résultats.
- Pour la méthode des mailles elle ne peut s'appliquer que dans le cas des réseaux maillés, contrairement à la méthode des nœuds qui peut être appliquée même sur des réseaux ramifiés.
- Elles ne peuvent s'appliquer que sur de nouveaux réseaux (réseaux neuf).

III.2.2 Méthode de linéarisation de l'équation de perte de charge

III.2.2.1 Principe

Proposée par (Wood et Charles ,1972) reprise par (Lejeune et col ,1972), la méthode de linéarisation consiste à résoudre, par un processus itératif, un système d'équation linéaire composé des équations de continuité aux nœuds d'une part et des équations de mailles linéarité d'autre part. La linéarisation de la perte de charge par rapport au débit donne un aspect laminaire au régime d'écoulement.

Les équations de mailles (III.1, III.2) deviennent :

$$\text{Pour chaque maille} \quad \sum R_{ij} Q_{ij} = 0 \quad (\text{III.6})$$

$$\text{Pour chaque nœud} \quad \sum Q_{ij} = q_i \quad (\text{III.7})$$

Le problème revient donc à résoudre le système linéaire suivant :

$$AQ = B \quad (\text{III.8})$$

A : une matrice composée de (m) lignes relatives aux équations de mailles (III.6), contenant les valeurs des résistances hydrauliques (R_{ij}) des tronçons participant dans la maille, plus (n^2) lignes relatives aux équations de continuité aux nœuds (III.7) portant des valeurs de ± 1 suivant le sens du débit.

B : un vecteur de m composantes nulles relatives aux équations de mailles, et (n^2) composantes portant les valeurs (q_i) La solution (Q_k) obtenu à l'itérations (k) du système précédent, constitue un paramètre permettant la correction de la résistance $(R_{ij})_k$ par une nouvelle valeur $(R_{ij})_{k+1}$ tel que :

$$(R_{ij})_{k+1} = (R_{ij})_k + (Q_{ij})_k \quad (\text{III.9})$$

Un nouveau système linéaire à résoudre est ainsi formulé. Le processus itératif s'arrête lorsque la différence des débits obtenus entre deux itérations devient négligeable.

III.2.2.2. Commentaires

La linéarisation des équations de perte de charge simplifie énormément le problème, du fait qu'on se ramène à résoudre successivement des systèmes d'équations linéaires, mais l'hypothèse erronée d'un écoulement laminaire affecte la précision des résultats obtenus. Néanmoins, Cette méthode peut fournir une répartition initiale des débits pour les autres méthodes d'équilibrage.

III.2.3 Méthode de NEWTON RAPHSON

III.2.3.1 Principe :

De point de vue mathématique, La méthode de NEWTON RAPHSON est une méthode d'optimisation d'un programme mathématique non linéaire sans contraintes, avec la fonction objective à minimiser représentée par l'expression d'équilibre énergétique sur l'ensemble des mailles, et les débits comme variables de décisions. Ceci pour la méthode des mailles. Pour la méthode des nœuds, la fonction objective à minimiser est formulée à partir de l'équation de continuité aux nœuds, avec les charges aux nœuds comme variables de décision.

III.2.3.2 Méthode des mailles

La fonction objective est dans ce cas :

$$\text{Min}F(Q) = \sum R_{ij}Q_{ij}^2 \quad (\text{III.10})$$

R_{ij} : la résistance hydraulique de la conduite (i j).

Démarrant d'une répartition initiale des débits, le procédé de NEWTON RAPHSON, conduit à la résolution d'un système linéaire à chaque itération déterminant ainsi la correction du débit.

$$\Delta Q^k = J^{-1}F(Q^k) \quad (\text{III.11})$$

$J = \nabla F(Q^k)$: est la matrice Jacobienne du système à l'itération k, dont les éléments sont composés de la dérivée de l'équation de perte de charge par rapport au débit. Le processus itératif s'arrête lorsque la correction (ΔQ) devient négligeable.

III.2.3.3 Méthode des nœuds

Le programme mathématique qui en découle consiste à minimiser sur l'ensemble des tronçons connectés à un nœud i la fonction suivante:

$$\text{Min } F(H_i) = \sum Q_{ij} + q_i = \sum R_{ij}^{\frac{-1}{\alpha}} (H_i - H_j)^{\frac{-1}{\alpha}} + q_i \quad (\text{III.12})$$

H_i, H_j : côtes piézométriques aux nœuds i et j.

Démarrant d'une répartition initiale des charges aux nœuds, le processus itératif commence. A chaque itération (k) une correction (ΔH^k) sur les charges aux nœuds est apportée.

$$\Delta H^k = J^{-1} f(H^k) \quad (\text{III.13})$$

$J = \nabla F(Q^k)$ est la matrice jacobéenne du système à l'itération k, dont les éléments sont composés de la dérivée de l'équation de continuité par rapport à la charge aux nœuds. Le processus itératif s'arrête lorsque la correction (ΔH) devient négligeable.

III.2.3.4. Commentaires

En raison du fondement mathématique assez rigoureux de la méthode d'une part, et le développement des techniques numériques d'autre part, la méthode de Newton Raphson est la plus susceptible pour mieux représenter le problème d'équilibrage. La méthode des nœuds est la plus suggérée pour traiter tous les cas de figure des réseaux qui se présentent (maillés ou ramifiés).

III.3.Méthode de résolutions :

Ici on présentera deux méthodes de résolutions couramment utilisées dans les logiciels de calcul hydraulique, soit les méthodes directes et la méthode matricielle par mailles.

III.3.1.Méthodes directes :

III.3.1.1.Méthode des débits :

Cette méthode est assez simple en ce qui concerne la mise en équations. En effet, il suffit d'écrire autant d'équations conservation de débit ou d'énergie qu'il y a de débits dans les éléments du réseau.

Dans un réseau maillé, on peut écrire la relation :

$$C = M + N - 1 \quad (\text{III.14})$$

On peut donc écrire, un système de N - 1 équations de nœuds et M équations de mailles pour calculer des C débits [22]:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_{1,1} & & & \varepsilon_{1,C} \\ \vdots & & & \vdots \\ \varepsilon_{N-1,1} & \dots & & \varepsilon_{N,C} \\ \hline (\varepsilon R | Q |^{n-1})_{1,1} & \dots & & (\varepsilon R | Q |^{n-1})_{1,C} \\ \vdots & & & \vdots \\ (\varepsilon R | Q |^{n-1})_{M,1} & \dots & & (\varepsilon R | Q |^{n-1})_{M,C} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Q_1 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ Q_C \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} q_1 \\ \vdots \\ \vdots \\ \frac{q_{N-1}}{h_1} \\ \vdots \\ h_M \end{Bmatrix} \quad (\text{III.15})$$

- Les N-1 premières lignes de la matrice contiennent les signes $\varepsilon_{i,j}$ relatifs au $i^{\text{ème}}$ nœud et à la $j^{\text{ème}}$ conduite. Pour les conduites non connectées à un nœud, ε est nul.
- Les M dernières lignes de la matrice contiennent les termes signés $(\varepsilon R | Q |^{n-1})_{i,j}$ relatifs à la $i^{\text{ème}}$ maille et à la $j^{\text{ème}}$ conduite. Pour les conduites non participantes à une maille, ε est nul.
- Les débits de consommation imposés aux nœuds q_i sont placés dans la première partie du membre de droite.
- Les pertes et gains de charge constants h_i attribués à la présence de réservoirs ou de pompes sont placés dans la dernière partie du membre de droite.
- La seconde partie de la matrice contient des débits qui ne sont pas encore connus. On les remplace par des débits quelconques Q_0 qui sont sans rapport avec la loi des nœuds. On calcule alors une première estimation du débit Q avec ces débits Q_0 arbitraires puis on améliore la solution en procédant à des itérations.
- Pour améliorer la convergence, chaque Q_0 pour l'itération suivante se calcule comme la moyenne du débit Q calculé à l'itération précédente et du débit Q_0 précédent

$$Q_0^{(i)} = \frac{Q^{(i)} - Q_0^{(i)}}{2} \quad (\text{III.16})$$

Cette technique assure une convergence efficace mais relativement lente. Une autre technique de résolution a donc été proposée. Elle est basée sur l'application de la méthode de Newton-Raphson au système 5.18. Cette méthode a été programmée dans le logiciel CASH1. Les essais poursuivis jusqu'à maintenant ont prouvé, hors de tout doute, la supériorité et la stabilité de ce schéma numérique par rapport aux méthodes précédentes.

III.3.1.2. Méthode des charges :

Cette méthode consiste à écrire un système d'équations composé des N équations de nœuds. Comme il y a C débits inconnus dans ces équations, on remplace les débits par la relation qui relie le débit à la perte de charge dans laquelle on remplace explicitement la perte de charge par la différence de deux charges nodales. On obtient donc N inconnues. Il n'est plus possible,

comme dans le cas précédent, de linéaires facilement le système et il est nécessaire d'utiliser la méthode de Newton-Raphson [15].

Pour chaque nœud, il faut alors écrire une équation de ce type :

$$\left(\sum_{N=i,k\dots} mK_{i,N} |H_i - H_N|^{m-1} \right) \Delta H_i - mK_{i,j} |H_i - H_j|^{m-1} \Delta H_j - mK_{i,j} |H_i - H_K|^{m-1} \Delta H_K - \dots = (\sum_{N=j,k\dots} \varepsilon_N K_{i,N} |H_i - H_N|^m + \varepsilon_i q_i) \quad (\text{III.17})$$

Cette méthode converge bien, la principale difficulté de sa mise en œuvre surgit lors de l'introduction d'éléments hydrauliques comme des pompes.

III.3.2. Méthode matricielle par mailles :

C'est une méthode itérative matricielle qui permet de répartir sur l'ensemble du réseau les corrections ΔQ pour obtenir l'équilibre des pertes de charge (loi des mailles) à partir de débits initiaux Q_0 choisis en fonction de la loi des nœuds.

- On écrit le système d'équations non linéaires à partir de la loi des mailles auquel on applique la méthode de Newton-Raphson (voir encadré théorique) pour chaque maille:

$$\sum_{N=i,j,k\dots} (nR_M Q_{0,M}^{n-1} \Delta Q_M) = - \sum_{N=i,j,k} \varepsilon_M R_M Q_{0,M}^n \quad (\text{III.18})$$

M est l'indice des conduites participant à une maille.

- On obtient donc autant d'équations qu'il y a de mailles et on a une inconnue par conduite.

Généralement le nombre de conduites est plus grand que le nombre de mailles. Il est donc nécessaire, pour résoudre le problème, de réduire le nombre d'inconnue.

- Comme une conduite peut appartenir à au plus deux mailles, la réduction du nombre d'inconnues se fait en sachant qu'une conduite participant à deux mailles subit les corrections de chacune de ces mailles adjacentes :

$$\Delta Q_M = \Delta Q_A - Q_B \quad (\text{III.19})$$

- Cela revient à faire un changement de variables dans lequel chaque correction de débit appliquée à une conduite M est remplacée par la différence de corrections appliquées aux mailles A et B communes à la conduite M. Si une conduite n'appartient qu'à une maille, on lui attribue seulement la correction de cette maille. Le nombre d'inconnues devient donc égal au nombre de mailles et la résolution est alors possible [23].

III.4. La méthode Epanet :

III.4.1. Définition :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pression. Un réseau est un ensemble de tuyaux,

nœuds (jonctions de tuyau), pompes, vannes, bâches et réservoirs. **EPANET** calcule le débit dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration en substances chimiques dans les différentes parties du réseau, au cours d'une durée de simulation divisée en plusieurs étapes. Le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

Le logiciel **Epanet** est né suite à une initiative du Congrès des Etats unis qui visait à protéger les ressources naturelles du pays.

Dès lors, l'EPA (US Environmental Protection Agency) a été chargée de développer des techniques permettant de mieux appréhender les écoulements et les transformations de l'eau dans un réseau d'adduction d'eau potable.

III.4.2. Objectif :

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. EPANET offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- utilisation en alternance des différentes ressources du système,
- modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs,
- préciser l'usage des stations de recoloration (ou autres retraitements) en réseau,
- planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations.

III.4.3. Potentialités du logiciel « Epanet » :

Le logiciel **Epanet** permet de calculer le débit parcourant chaque tuyau, la pression à chacun des nœuds mais également le niveau de l'eau à n'importe quel moment de la journée et quelle que soit la période de l'année où on se situe. Le moteur de calcul hydraulique intégré permet de traiter des réseaux de taille illimitée. Il dispose de plusieurs formules de calcul de pertes de charges, il inclut les différentes pertes de charge singulières et modélise les pompes à vitesse fixe et variable.

En résumé, le logiciel présente tous les outils pour remplir les objectifs suivants :

- Régulation des pressions dans le réseau ;
- Détection des zones de fonctionnement déficitaire ;
- Dimensionnement de réseaux ;
- Amélioration de la gestion des équipements d'eau.

Le logiciel présente également un module qualité qui permet de calculer les concentrations

en substances chimiques, les temps de séjour de l'eau dans différentes parties du réseau. Il permet également de suivre l'origine de l'eau. L'utilisation de ce module qualité nécessite un calage hydraulique préalable.

III.5. Conclusion

Dans ce chapitre on a vu les différentes méthodes, on a opté pour Epanet comme solution pour caler notre réseau d'AEP et on va le logiciel (**EPANET**) par le code calcul.

Chapiter IV

Expérimentation Numérique et Résultant

IV.1. Introduction :

Dans ce présent chapitre, la partie informatique est présentée aussi dans notre projet à savoir l'élaboration des programmes propres aux deux méthodes citées dans le chapitre précédent. Le programme sera consacré à la méthode des charges.

A la fin du chapitre nous appliquerons le programme sur un réseau de deux mailles et cela afin de valider le code et le comparé avec les résultats d'un autre code : EPANET.

IV.2. Choix de la formule de calcul du coefficient de perte de charge :

Pour le calcul des pertes de charge, on dispose de plusieurs formules; comme nous l'avons déjà vu dans le deuxième chapitre, les formules les plus utilisées sont les suivantes:

- Equation de Formule Chézy -Manning, conçue pour les conduites industrielles [23] :

$$\Delta H = \frac{10.294.n^2.L.Q^2}{D^{5.33}}$$

ΔH : perte de charge en m

Q : débit en m³/s

L : longueur du tuyau en m

D : diamètre du tuyau en m

n : coefficient du rugosité de Manning

Pour notre modèle nous allons utiliser la formule de Hazan-williams qui permet de calculer directement la résistance hydraulique R depuis la formule suivante :

$$\Delta H = \frac{10.675Q^{1.852}L}{D^{4.871}C_{hw}^{1.852}}$$

En suite pour le calcul' de la perte de charge linéaire, on dispose de la formule ajustée par Hazan-Williams et Chézy-Manning.

Matériaux	Chw	n
Argile, acier, riveté neuf	110	0.015-0.017
bois, béton	120	0.012-0.017
conduite très lisse	140	0.013-0.015
fonte ou acier soudé neuf	130	0.012-0.015
fonte vieille, brique	100	0.011-0.015
fonte ou acier très corrodé	80	0.015-0.017
fonte (ductile) avec revêtement de ciment	140	0.012-0.017
PVC	150	0.011-0.015

Tableau IV.1: donnant les valeurs du coefficient de Hasan - williams (Chw) et Chézy-Manning de divers matériaux utilisés pour la fabrication de conduite

Notre choix s'est porté sur la formule de Hazan – williams et Chézy -Manning car cette formule permet d'établir des diagnostics sur l'état du réseau et sur la perte de charge dans les réseaux, a court T, moyen et long terme, et ce grâce au coefficient de Hazan-williams (**Chw**), et coefficient (**n**) Manning de qui tien compte du matériau avec le quel est fabriqué la conduite, et ainsi page de la conduite.

IV.3. Premier exemple d'application :

Le programme ainsi établis est appliqué à un cas de deux mailles, et les résultats obtenus, sont comparés pour les deux méthodes vérifiant l'exactitude des résultats la convergence.

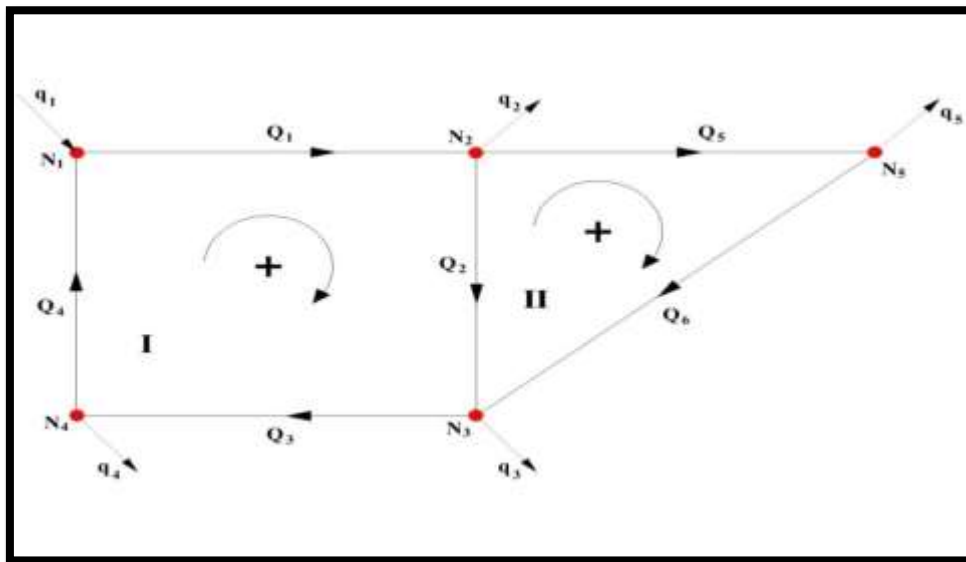


Figure IV.1: Réseau à deux maille

$$\sum_{maill} \Delta H = 0 \text{ maille}$$

$$\sum_N \varepsilon_N Q_N = 0 \text{ nœud}$$

$$\Delta H = RQ^n = RQ^2 \rightarrow Q = Rh^m = R\Delta H^M$$

$$M_1: \quad \sum_{M_1} \Delta H = 0 \rightarrow \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3 + \Delta H_4$$

$$M_2: \quad \sum_{M_2} \Delta H = 0 \rightarrow \Delta H_2 + \Delta H_5 + \Delta H_6$$

$$\left[\begin{array}{l} (H_1 - H_2) + (H_2 - H_3) + (H_3 - H_4) + (H_4 - H_1) \\ (H_2 - H_5) + (H_5 - H_3) + (H_3 - H_2) \end{array} \right.$$

$$(H_1 - H_2) = R_1 Q_1^2 = R_1 Q_1 | Q_1 |$$

$$(H_2 - H_3) = R_2 Q_2^2 = R_2 Q_2 | Q_2 |$$

$$(H_3 - H_4) = R_3 Q_3^2 = R_3 Q_3 | Q_3 |$$

$$(H_4 - H_1) = R_4 Q_4^2 = R_4 Q_4 | Q_4 |$$

$$(H_2 - H_5) = R_5 Q_5^2 = R_5 Q_5 | Q_5 |$$

$$(H_5 - H_3) = R_6 Q_6^2 = R_6 Q_6 | Q_6 |$$

$$Q_1 = \left(\frac{H_1 - H_2}{R_1}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{1}{R_1}\right)^{\frac{1}{2}} (H_1 - H_2)^{-\frac{1}{2}} (H_1 - H_2) = K_1 (H_1 - H_2)$$

$$Q_2 = \left(\frac{H_2 - H_3}{R_2}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{1}{R_2}\right)^{\frac{1}{2}} (H_2 - H_3)^{-\frac{1}{2}} (H_2 - H_3) = K_2 (H_2 - H_3)$$

$$Q_3 = \left(\frac{H_3 - H_4}{R_3}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{1}{R_3}\right)^{\frac{1}{2}} (H_3 - H_4)^{-\frac{1}{2}} (H_3 - H_4) = K_3 (H_3 - H_4)$$

$$Q_4 = \left(\frac{H_4 - H_1}{R_4}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{1}{R_4}\right)^{\frac{1}{2}} (H_4 - H_1)^{-\frac{1}{2}} (H_4 - H_1) = K_4 (H_4 - H_1)$$

$$Q_5 = \left(\frac{H_2 - H_5}{R_5}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{1}{R_5}\right)^{\frac{1}{2}} (H_2 - H_5)^{-\frac{1}{2}} (H_2 - H_5) = K_5 (H_2 - H_5)$$

$$Q_6 = \left(\frac{H_5 - H_3}{R_6}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{1}{R_6}\right)^{\frac{1}{2}} (H_5 - H_3)^{-\frac{1}{2}} (H_5 - H_3) = K_6 (H_5 - H_3)$$

$$\sum_N Q_N = 0$$

$$Nd_1 : q_1 + Q_4 = Q_1 \dots \dots \dots Q_1 - Q_4 = q_1$$

$$Nd_2 : Q_1 = Q_2 + Q_5 + q_2 \dots \dots \dots Q_1 - Q_2 - Q_5 = q_2$$

$$Nd_3 : Q_2 + Q_6 = Q_3 + q_3 \dots \dots \dots Q_2 + Q_6 - Q_3 = q_3$$

$$Nd_4 : Q_3 = Q_4 + q_4 \dots \dots \dots Q_3 - Q_4 = q_4$$

$$Nd_5 : Q_5 = Q_6 + q_5 \dots \dots \dots Q_5 - Q_6 = q_5$$

$$\begin{bmatrix} -(k_1 + k_4) & k_1 & 0 & k_4 & 0 \\ k_1 & -(k_1 + k_2 + k_5) & k_2 & 0 & k_5 \\ 0 & k_2 & -(k_2 + k_3 + k_6) & k_3 & k_6 \\ k_4 & 0 & k_3 & -(k_3 + k_4) & 0 \\ 0 & k_5 & k_6 & 0 & -(k_5 + k_6) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ H_5 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \end{Bmatrix}$$

H1 connue (réservoir)= H_1^*

inconnue (N-1) : H2, H3, H4, H5

$$\begin{bmatrix} \mathbf{1} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ k_1 & -(k_1 + k_2 + k_5) & k_2 & \mathbf{0} & k_5 \\ \mathbf{0} & k_2 & -(k_2 + k_3 + k_6) & k_3 & k_6 \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & k_3 & -(k_3 + k_4) & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & k_5 & k_6 & \mathbf{0} & -(k_5 + k_6) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ H_5 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} H_1^* \\ q_2 - k_{(2,1)}H_1^* \\ q_3 - k_{(3,1)}H_1^* \\ q_4 - k_{(4,1)}H_1^* \\ q_5 - k_{(5,1)}H_1^* \end{Bmatrix}$$

La solution du système linéaire s'ait par....

$$[K(\Delta H^{(0)})]\{H^{(1)}\} = \{q^{(1)}\} \rightarrow \text{solustion } H^{(1)} = \begin{Bmatrix} H_1^{(1)} \\ H_2^{(1)} \\ \vdots \\ H_4^{(1)} \end{Bmatrix} [K(\Delta H^{(1)})]\{H^{(2)}\} = \{q^{(1)}\} \rightarrow H^{(2)}$$

$$[K(\Delta H^{(2)})]\{H^{(3)}\} = \{q^{(2)}\} \rightarrow H^{(3)}$$

$$[K(\Delta H^{(3)})]\{H^{(4)}\} = \{q^{(3)}\} \rightarrow H^{(4)}$$

$$[K(\Delta H^{(K-1)})]\{H^{(k)}\} = \{q^{(K-1)}\} \rightarrow H^{(K)}$$

Avec pompe :

$$H_2 - H_3 = a + (bQ) + cQ^2 = f(Q) \quad \rightarrow \quad b = 0$$

$$H_3 - H_2 = -f(Q)$$

$$R_1Q_1^2 + R_2Q_2^2 + R_3Q_3^2 - R_4Q_4^2 = 0$$

$$H_2 - H_3 = H_0 - R_pQ_2^2 \rightarrow Q_p = H_0 - K_p(H_2 + H_3)$$

$$H_3 - H_2 = H_0 - R_pQ_2^2$$

$$R_pQ_2^2 = H_0 + H_2 - H_3$$

$$Q_2 = \left(\frac{H_0 + H_2 - H_3}{R_p} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{1}{R_p(H_0 + H_2 - H_3)} \right)^{\frac{1}{2}} (H_0 + H_2 - H_3) = K_p(H_0 + H_2 - H_3)$$

$$a = [k_p(H_0 + H_2 - H_3)]^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_2 = \frac{1}{a}(H_0 + H_2 - H_3) = \frac{H_0}{a} - \frac{H_2 - H_3}{a}$$

$$Q_2 = b + K_p(H_2 - H_3)$$

$$b = \frac{H_0}{a}$$

$$\text{Donc :} \quad K_p = \frac{1}{[K_p(H_0 + H_2 - H_3)]^{\frac{1}{2}}}$$

$$\begin{aligned} q_1 - Q_1 - Q_4 &= 0 \rightarrow Q_1 + Q_4 = q_1 \rightarrow K_1(H_1 - H_2) + K_4(H_1 - H_4) = q_1 \\ Q_1 - Q_2 - q_2 - b &= 0 \rightarrow Q_1 - Q_2 = q_2 + b \rightarrow K_1(H_1 - H_2) - K_2(H_2 - H_3) = q_2 + b \\ Q_2 - Q_3 - q_3 + b &= 0 \rightarrow Q_2 - Q_3 = q_3 - b \rightarrow K_2(H_2 - H_3) - K_3(H_3 - H_4) = q_3 - b \\ Q_3 + Q_4 - q_4 &= 0 \rightarrow Q_3 + Q_4 = q_4 \rightarrow K_3(H_3 - H_4) + K_4(H_1 - H_4) = q_4 \\ Q_5 - Q_6 - q_5 &= 0 \rightarrow Q_5 - Q_6 = q_5 \rightarrow K_5(H_2 - H_5) - K_6(H_5 - H_3) = q_5 \end{aligned}$$

$$\begin{cases} -(K_1 + K_4)H_1 + (K_1)H_2 + (K_4)H_4 = -q_1 \\ (K_1)H_1 - (K_1 + K_2)H_2 + (K_2)H_3 = q_2 + b \\ (K_2)H_2 - (K_2 + K_3)H_3 + (K_3)H_4 = q_3 - b \\ (K_4)H_1 + (K_3)H_3 - (K_3 + K_4)H_4 = q_4 \end{cases}$$

$$(K_5)H_2 + (K_6)H_3 - (K_5 + K_6)H_5 = q_5$$

$$\begin{bmatrix} -(k_1 + k_4) & k_1 & 0 & k_4 & 0 \\ k_1 & -(k_1 + k_p + k_5) & k_2 & 0 & k_5 \\ 0 & k_2 & -(k_2 + k_3 + k_6) & k_3 & k_6 \\ k_4 & 0 & k_3 & -(k_3 + k_4) & 0 \\ 0 & k_5 & k_6 & 0 & -(k_5 + k_6) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ H_5 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -q_1 \\ q_2 + b \\ q_3 - b \\ q_4 \\ q_5 \end{Bmatrix}$$

IV.4. Langage de programmation :

Fortran est un langage de programmation, développé par IBM vers 1955, et destiné à fournir aux scientifiques un moyen simple pour passer de leurs formules mathématiques jusqu'à un programme effectif (son nom est une abréviation de Formula Translator). Il est très efficace dans le domaine du calcul numérique, et offre de nombreuses bibliothèques de programmes d'analyse numérique [24].

Fortran a fait l'objet de plusieurs normalisations : fortran 77, fortran 90 et 95, et plus récemment fortran 2003. Le présent document s'intéresse aux versions 90/95 (peu différentes l'une de l'autre).

IV.5. Organigramme de la méthode matricielle :

IV.5.1. Description des données :

- ✓ La numérotation des conduites
- ✓ La numérotation des nœuds
- ✓ La numérotation des mailles
- ✓ Un sens arbitraire pour chaque débit
- ✓ Le sens arbitraire de contour des mailles

Les données nécessaires sont les suivantes :

- ✓ Le nombre de conduites maximum
- ✓ Le nombre de conduites de l'étude
- ✓ Le nombre de nœuds
- ✓ Les nœuds départ et arrivée pour chaque conduite
- ✓ Le diamètre de chaque conduite
- ✓ La rugosité de chaque conduite (coefficient k)
- ✓ La longueur de chaque conduite
- ✓ Le nombre de conduites dans chaque maille
- ✓ Le numéro des conduites dans chaque maille

- ✓ Le débit sur chaque nœud
- ✓ La cote au sol de chaque nœud
- ✓ La donnée des supprimeurs éventuels
- ✓ Le numéro du nœud de référence
- ✓ La valeur de l'exposant du débit dans la formule de perte de charge
- ✓ Le pourcentage d'erreur désiré dans le calcul des débits

IV.6.Estimation des besoins en eaux :

Dans ce chapitre intitulé évolution des besoins en eau, notre objectif est de vérifier l'équilibre entre la production, le stockage et la demande en eau de la population avec son évolution dans le temps pour un horizon estimé à (2051).

IV.6.1.Etude d'évolution de la population :

IV.6.1.1.Prévision de la population :

En ce qui concerne les prévisions pour le long terme, nous préconisons un taux d'accroissement moyen estimé à $T=1,8\%$, et une population stable au-delà de 2051 en raison de la saturation du périmètre d'étude et le caractère agricole de la région. Nous disposons comme donnée de base, le nombre de la population de 2021 qui est évalué à 2400 habitants.

IV.6.1.2.Prévision de la population aux horizons d'études :

Pour les calculs d'estimation de la population future, nous utiliserons finalement la formule de l'équation des intérêts composés:

$$P_n = P_0 * (1 + T)^n$$

Avec

P_n : La population à l'horizon de calcul.

P_0 : la population de base (2021).

T : Le taux d'accroissement moyen annuel de la population (0,018).

n : le nombre des années d'écart (30ans).

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau ci-dessous :

LIEU	Population en 2021(hab.)	Taux d'accroissement (%)	Population en 2051(hab.)
Zone d'étude	2400	1,8	4098

Tableau V.2: Evolution de la population

IV.6.2.Evolution des besoins en eau potable :

V.6.3.Généralités :

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

A) Besoins domestique:

On entend par besoins domestiques, l'utilisation de l'eau pour : la boisson, la préparation des repas, la propreté, le lavage de la vaisselle et du linge, les douches, l'arrosage des jardins familiaux ...etc.

Les besoins en eau domestique dépendent essentiellement du développement des installations sanitaires et des habitudes de la population.

B) Besoins publics:

On entend par les besoins publics, l'utilisation de l'eau pour : le nettoyage des

C) Besoins industriels et agricoles :

Les entreprises industrielles et agricoles ont besoin d'une quantité d'eau importante pour leur fonctionnement. La qualité d'eau exigée est différente d'une industrie à une autre en fonction du type du produit fabriqué ou transformé.

D) Besoins scolaires :

On entend par besoins scolaires, les quantités d'eau demandées par les écoles primaires, moyennes et secondaires, privées ou publics, les centres de formation...etc.

E) Besoins sanitaires :

On entend par besoins sanitaires, les quantités d'eau nécessaires pour le lavage des cours, des baignoires, des douches, des WC (Water-closet) et des éviers...etc.

F) Besoins d'incendie :

On entend par besoins d'incendie, les quantités d'eau nécessaires pour la lutte contre l'incendie.

IV.6.4.Evaluation des débits :

IV.6.4.1.Généralité :

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement les dimensionnements des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

IV.6.4.2. Consommation unitaire et choix de la dotation :

La dotation en eau allouée aux horizons considérés est en général en fonction des ressources disponibles, les besoins actuelles sont estimés à 150 l/j/hab. Toutefois pour les besoins futurs de notre zone d'étude, ceux-ci sont croissants et peuvent atteindre jusqu'à 150 l/j/hab.

IV.6.4.3. Calcul du débit moyen journalier (2021)

L'estimation du débit moyen de consommation domestique est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{D * N_p}{1000} (m^3 / j)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: consommation moyenne journalière en m³/j ;

D: dotation journalière en l/j/hab.

N_p : nombre de consommateurs.

$$\text{AN : } Q_{moy,j} = \frac{150 * 2400}{1000} = 360 (m^3 / j)$$

IV.6.4.4. Evaluation des besoins le long terme (2051):

DESIGNATION	SPECIFICATION	NOMBRE	DOTATION	DEBIT (m ³ / j)
Domestiques	/	4098 habitants	150 l/j/ hab	614.70
Scolaires	01 école	250 élèves	30 l/j/el	7.50
Sanitaires	Hôpital	60 lits	300 l/j/lit	18.00
Culturels et cultuels	Mosquées	400 fidèles	30 l/j/fid	12.00
Socioculturels commerciaux	Stade	1 vestiaire	5000 l/vest	5.00
	Marcher couvert	2000 m ²	5 l/j/m ²	10.00
Socioculturels	Centre culturel	30 personnes	30 l/per	0.90
Administratifs	APC	45 employés	15 l/employé	0.675
Arrosages	Espaces verts	5000 m ²	5 l/j/m ²	25.00
TOTAL	/	/	/	693.775

Tableau IV.3: des besoins le long terme (2051)

IV.6.5. Etude des variations des débits :

IV.6.5.1. Variation des débits de consommation dans le temps :

Le débit demandé par les différentes catégories des consommateurs est soumis à plusieurs variabilités en raison de l'irrégularité de la consommation dans le temps.

- ❖ Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- ❖ Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- ❖ Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en weekend ;
- ❖ Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population. Elles représentent les variations les plus importantes.

IV.6.6. Coefficient d'irrégularité :

IV.6.6.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation journalière au cours de la semaine, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$k_{max,j} = Q_{max,j} / Q_{moy,j}$$

Ce coefficient $k_{max,j}$ varie entre **1.1** et **1.3**, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

pour en tenir compte ($k_{max,j} = 1.30$)

$$Q_{max,j} = k_{max,j} * Q_{moy,j}$$

- $Q_{max,j}$: débit maximum journalier en m³/j ;

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m³/j

- $K_{max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière :

$$Q_{max,j} = 1.3 * 693.775 = \mathbf{901.90 \text{ m}^3/\text{j}}$$

IV.6.7. Détermination des débits horaires :

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

IV.6.7.1.Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{moy,h} = Q_{moy,j}/24 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;

Donc : $Q_{moy,h} = 693.775/24 = 28.90 \text{ m}^3\text{/h}$.

IV.6.7.2.Détermination du débit maximum horaire :

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

$$Q_{max,h} = K_{max} * Q_{moy,h}$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

- $k_{max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire

IV.6.7.3.Coefficient maximum horaire ($K_{max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie.

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients : α_{max} et β_{max} ; tel que :

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

Avec :

- α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{max} = 1,3$.

- β_{max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau II.3 nous donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

Tableau V.4: variation du coefficient β_{max}

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **4098hab** alors :

Par interpolation on fait calculer β_{max} :

$$\beta_{\max} = \left[\left(\frac{1.5-1.4}{6000-4000} \right) \times (4098 - 400) \right]$$

$$\beta_{\max} = 1.495$$

la valeur de $K_{\max,h}$ sera :

$$K_{\max,h} = 1.495 * 1.3 = 1.94$$

$$K_{\max,h} = 1.94$$

$$Q_{\max,h} = 1.94 * 28.90 = 56.08 \text{ m}^3/\text{h} = 15.57 \text{ l/s}$$

IV.7. Détermination des débits :

IV.7.1. Le débit route :

Il est défini comme étant le débit reparti uniformément le long d'un tronçon du réseau, il est donné par la relation suivante :

$$\sum Q_r = Q_{conc} - \sum Q_{conc}$$

Avec

$\sum Q_r$: Le débit route global

Q_{conc} : Le débit consommé

$\sum Q_{conc}$: Somme de débits concentrés dans cette cas $\sum Q_{cons} = 0$

IV.7.2. Le débit spécifique :

Le débit spécifique est définie comme étant le rapport entre le débit route et la somme des longueurs de tous les tronçons.

$$Q_{spe} = \frac{\sum Q_p}{\sum L_i} \quad Q_{spe} = \frac{15.57}{670} = 0.023250475$$

Q_{spe} : débit spécifique (l/s/m)

$\sum L_i$: somme des longueurs des tronçons du réseau (m)

IV.7.3. Le débit au nœud :

Le débit au nœud est celui qui est concentré à chaque point de jonction des conduites du réseau, il doit être déterminé à partir de la relation suivante [25]:

$$Q_{n,i} = 0.5 \sum Q_{n-k} + \sum Q_{conc}$$

Avec

$Q_{n,i}$: débit au nœud i

$\sum Q_{ri-K}$: somme des débits route des tronçons reliés au nœud i

$\sum Q_{conc}$: somme des débits concentrés au nœud. $\sum Q_{conc} = 0$

IV.8. Calcul des débits des nœuds :

IV.8.1. Cas de pointe :

Nœuds	tronçons	L (m)	Q_{spe} (l/s/m)	Q_{rout} (l/s/m)	Q_{noeud} (l/s)	Coté(m)
2	R---N2	120	0.023250475	2.79	3.71	555
	N2---N3	100		2.32		
	N2---N5	100		2.32		
3	N3---N2	100		2.32	4.06	570
	N3---N4	120		2.79		
	N3---N5	130		3.02		
4	N4---N3	120		2.79	2.55	557
	R---N4	100		2.32		
5	N5---N2	100		2.32	2.67	560
	N5---N3	130		3.02		
R	/	/	/	/	/	600

Tableau IV.5: calcul de débits aux nœuds : cas de pointe

IV.9. La programmation

Sans pompe

IV.9.1. Fortran :

```

1  0  4  1      nod_2_cote_noeud_noeud_noeud
2  1  0.120  0.023 120. 390. 1  2  [nod_cote(i)-nod_cote(i+1),evr(nod_cote(i)-1,nod_cote(i+1)),0,nod_cote(i+1),nod_2_cote_cote(i)]
3  2  0.100  0.023 100. 250. 2  3  [nod_cote(i)-1,nod_cote(i+1),evr(nod_cote(i)-1,nod_cote(i+1)),0,nod_cote(i+1),nod_2_cote_cote(i)]
4  3  0.100  0.023 100. 250. 2  4  [nod_cote(i)-1,nod_cote(i+1),evr(nod_cote(i)-1,nod_cote(i+1)),0,nod_cote(i+1),nod_2_cote_cote(i)]
5  4  0.130  0.023 130. 250. 4  1  [nod_cote(i) et nod_pompe] avec numérotés successivement et se doit par épuis un saut de numérotation entre les deux entités
6  3  0.120  0.023 120. 390. 2  3
7  4  0.130  0.023 130. 250. 5  1
8  600.
9  555.
10  570.
11  557.
12  560.
13
14  2  9.00371  [evr (evr,nod_cote_cote(i)-1,nod_cote_cote(i)),nod_cote_cote(i)-1,nod_cote_cote(i)]
15  2  8.00396
16  4  8.00255
17  5  8.00267
18
19  2  4.06.
20  [evr (evr,nod_cote_cote(i)-1,nod_cote_cote(i)),nod_cote_cote(i)-1,nod_cote_cote(i)]
21
22  2  2  3  89. 37840.
23  [evr (evr,1,nod_pompe (evr,1,nod_pompe (1),nod_cote_cote(i)-1,nod_cote_cote(i)),0,nod_pompe (1)),nod_pompe (1),nod_pompe (1)]
24  ///////////////////////////////////////////////////
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37

```

Tableau IV.6: Le fichier des données

b- L'exécution du programme fortran

Après chargement les données nous exécutons le programme et observe les résultats comme suit :

```

C:\Users\mezali\Documents\jaep_code\bin\Debug\jaep_code.exe
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Charge hydraulique
H( 1)= 600.0000 P( 1)= 0.0000 Z( 1)= 600.0000
H( 2)= 599.7637 P( 2)= 44.7637 Z( 2)= 555.0000
H( 3)= 598.5173 P( 3)= 78.5173 Z( 3)= 570.0000
H( 4)= 598.9799 P( 4)= 41.9799 Z( 4)= 557.0000
H( 5)= 595.7008 P( 5)= 35.7008 Z( 5)= 560.0000
Débits et vitesses dans chaque tronçons
Q( 1)= 6.75108 l/s, V( 1)= 0.50862 m/s vitesse acceptable
Q( 2)= 1.48163 l/s, V( 2)= 0.75459 m/s vitesse acceptable
Q( 3)= -3.68910 l/s, V( 3)= -0.57989 m/s vitesse acceptable
Q( 4)= -6.23892 l/s, V( 4)= -0.98070 m/s vitesse acceptable
Q( 5)= 1.55948 l/s, V( 5)= 1.24100 m/s vitesse acceptable
Q( 6)= -1.11051 l/s, V( 6)= -0.88371 m/s vitesse acceptable
Débits dans la pompe
Process returned 0 (0x0) execution time : 0.176 s
Press any key to continue.

```

Tableau IV.7: Les résultats par notre programme cas formule Hazan-williams

```

C:\Users\mezali\Documents\jaep_code\bin\Debug\jaep_code.exe
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Charge hydraulique
H( 1)= 600.0000 P( 1)= 0.0000 Z( 1)= 600.0000
H( 2)= 599.3415 P( 2)= 44.3415 Z( 2)= 555.0000
H( 3)= 595.1036 P( 3)= 25.1036 Z( 3)= 570.0000
H( 4)= 596.5626 P( 4)= 39.5626 Z( 4)= 557.0000
H( 5)= 584.0371 P( 5)= 24.0371 Z( 5)= 560.0000
Débits et vitesses dans chaque tronçons
Q( 1)= 6.69802 l/s, V( 1)= 0.50463 m/s vitesse acceptable
Q( 2)= 1.45864 l/s, V( 2)= 0.74288 m/s vitesse acceptable
Q( 3)= -3.74204 l/s, V( 3)= -0.58821 m/s vitesse acceptable
Q( 4)= -6.29199 l/s, V( 4)= -0.98904 m/s vitesse acceptable
Q( 5)= 1.52938 l/s, V( 5)= 1.21704 m/s vitesse acceptable
Q( 6)= -1.14062 l/s, V( 6)= -0.90768 m/s vitesse acceptable
Débits dans la pompe
Process returned 0 (0x0) execution time : 0.142 s
Press any key to continue.

```

Tableau IV.8: Les résultats par notre programme cas formule Chézy-Manning

IV.9.2. Epanet :

IV.9.2.1. Chargement les données à la programme Epanet :

Le dimensionnement du réseau de distribution se fait à la base d'un logiciel appelé **EPANET**

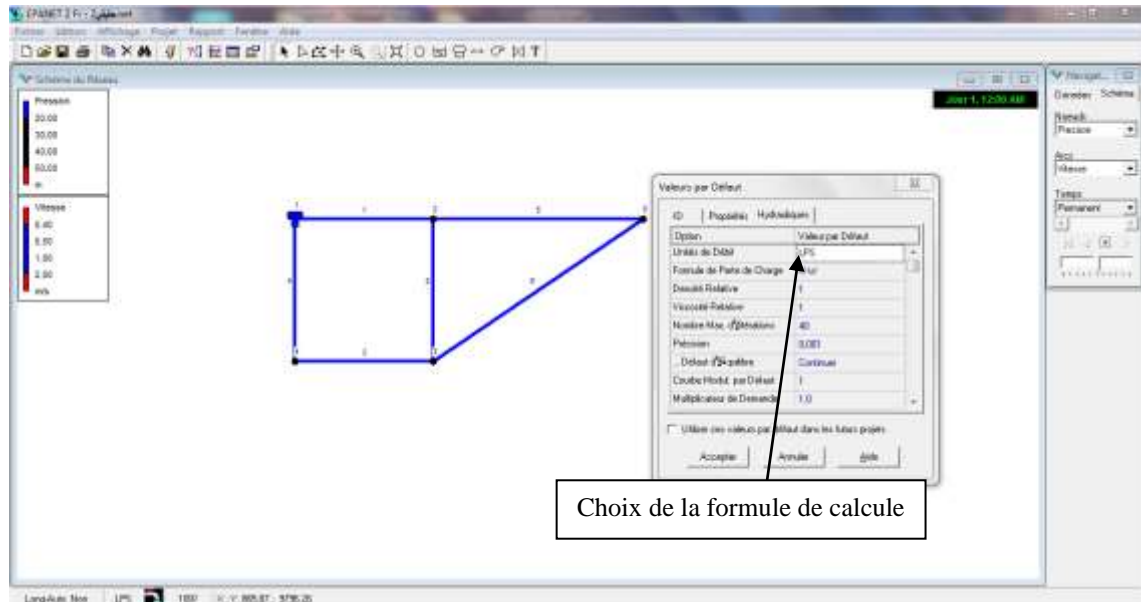


Figure IV.2: Design le schéma de réseau

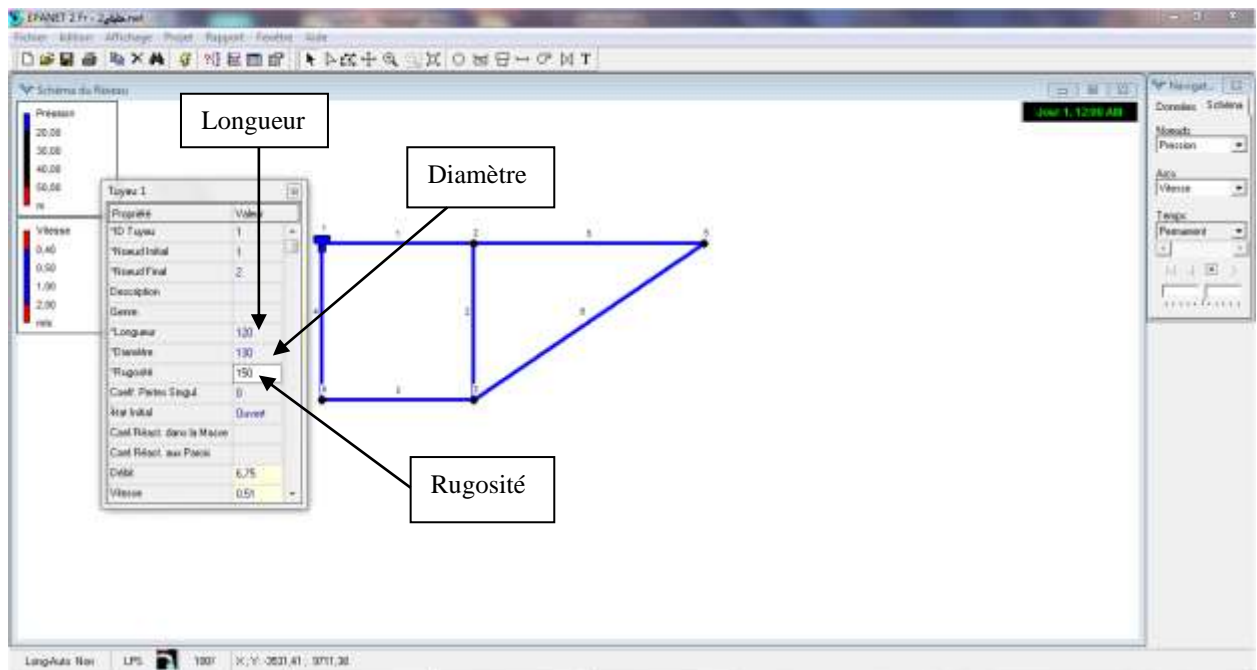


Figure IV.3: Chargement les données des tuyaux

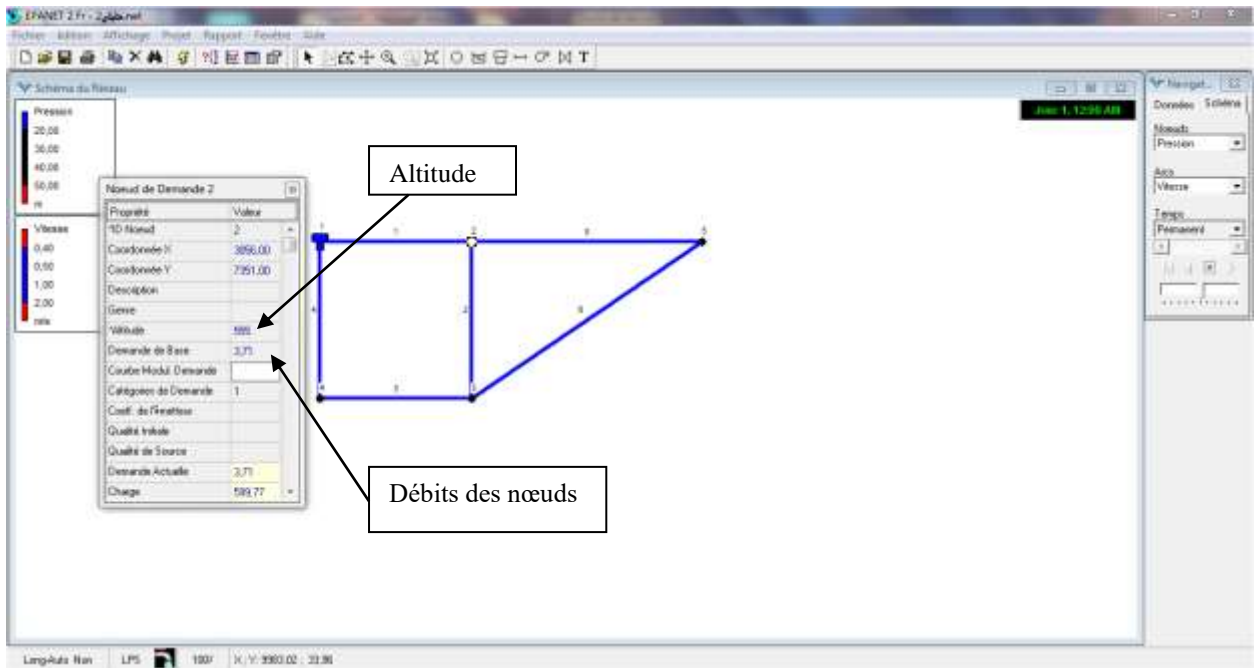


Figure IV.4: chargement les données des nœuds

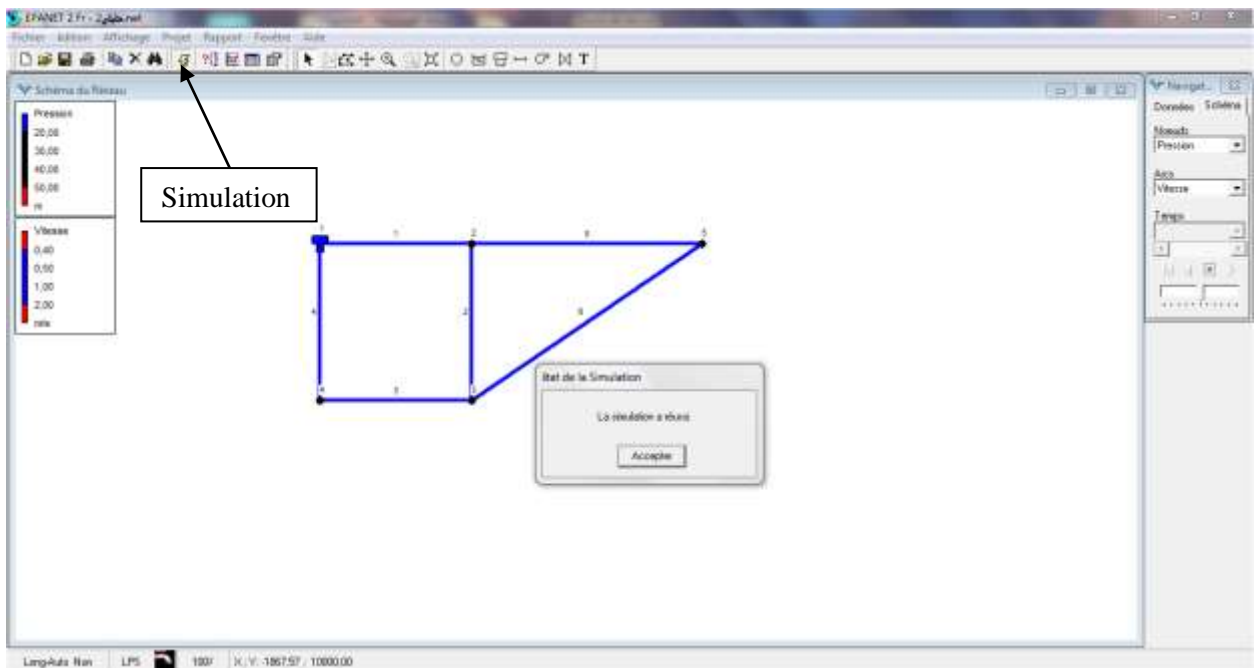


Figure IV.5: simulation le réseau

IV.9.2.2. L'exécution du programme EPANET :

Après chargement les données nous exécutons le programme et observe les résultats comme suit:

- a) État des nœuds du réseau (Cas Hazan – williams) :

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Réservoir	600	-12,99	600,01	0,01
Nœud N2	555	3,71	599,77	44,77
Nœud N3	570	4,06	598,53	28,53
Nœud N4	557	2,55	598,99	41,99
Nœud N5	560	2,67	595,71	35,71

Tableau IV.9: État des nœuds du réseau (Cas Hazan - williams)

b) État des arcs du réseau (Cas Hazan – williams):

ID Arc	ID Tuyau	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Rugosité cof HW	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau R-N2	1	120	130	150	6,75	0,51
Tuyau N2-N3	2	100	50	150	1,48	0,75
Tuyau N3-N4	3	120	90	150	-3,69	0,58
Tuyau N4-R	4	100	90	150	-6,24	0,98
Tuyau N2-N5	5	100	40	150	1,56	1,24
Tuyau N3-N5	6	130	40	150	-1,11	0,88

Tableau IV.10: État des arcs du réseau (Cas Hazan - williams)

c) État des nœuds du réseau (Cas Chézy –Manning):

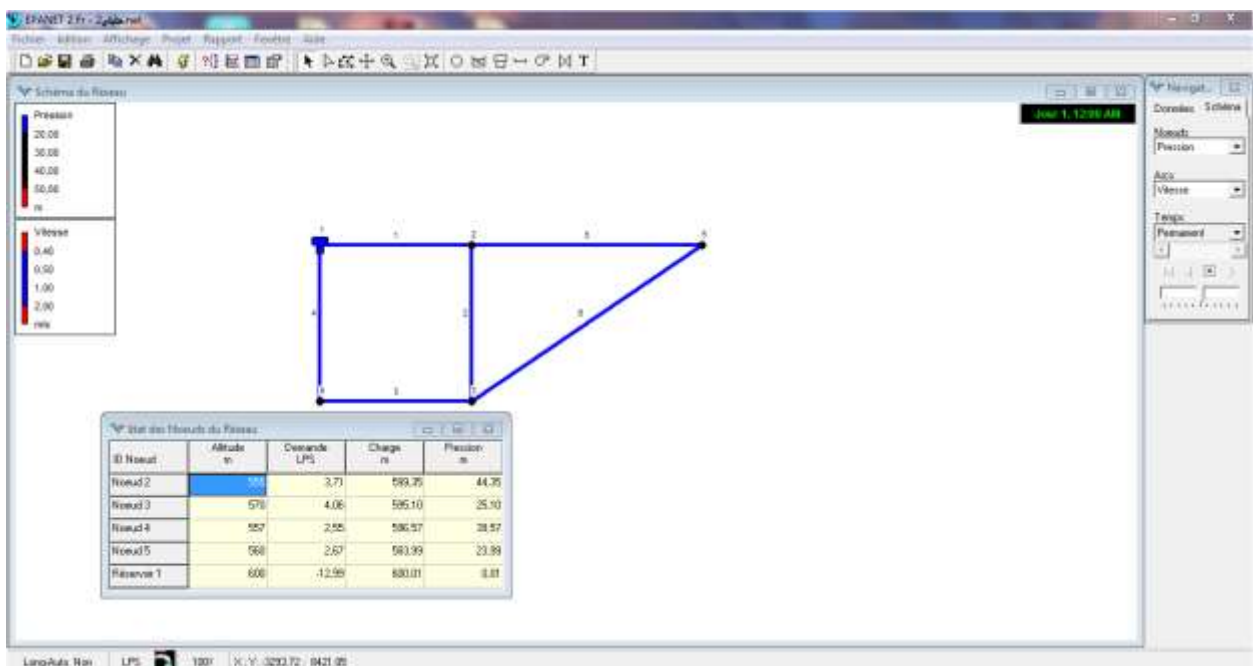


Tableau IV.11: État des nœuds du réseau (Cas Chézy –Manning)

d) État des arcs du réseau (Cas Chézy –Manning):

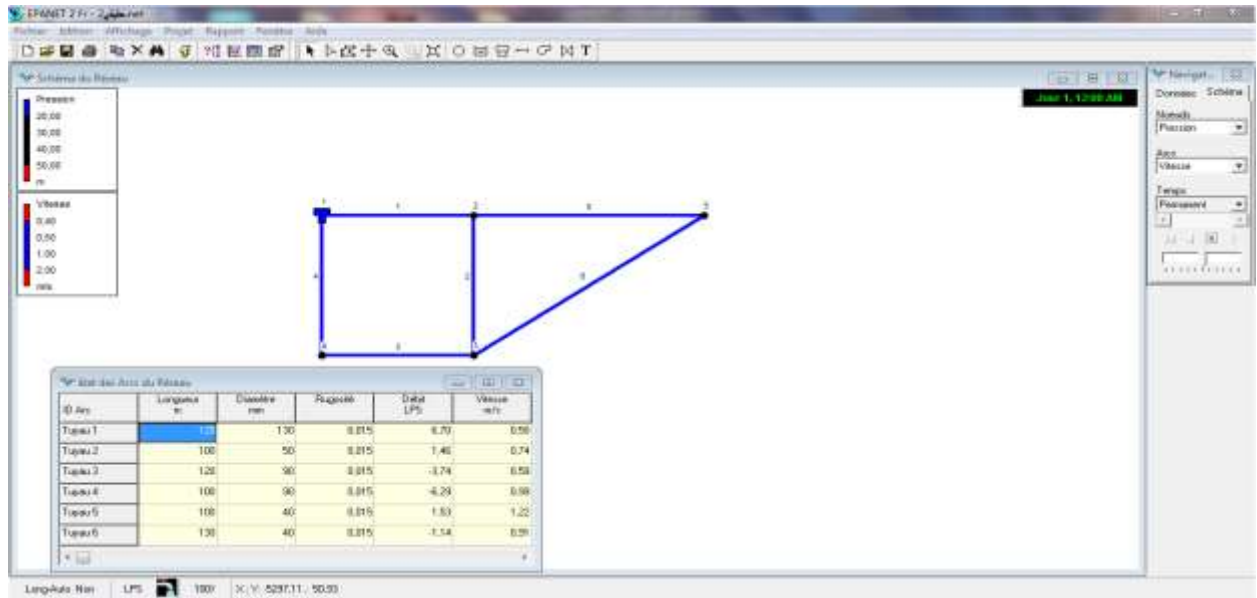


Tableau IV.12: État des arcs du réseau (Cas Chézy –Manning)

IV.10. Deuxième exemple d'application:

Avec pompe

Design le schéma de réseau :

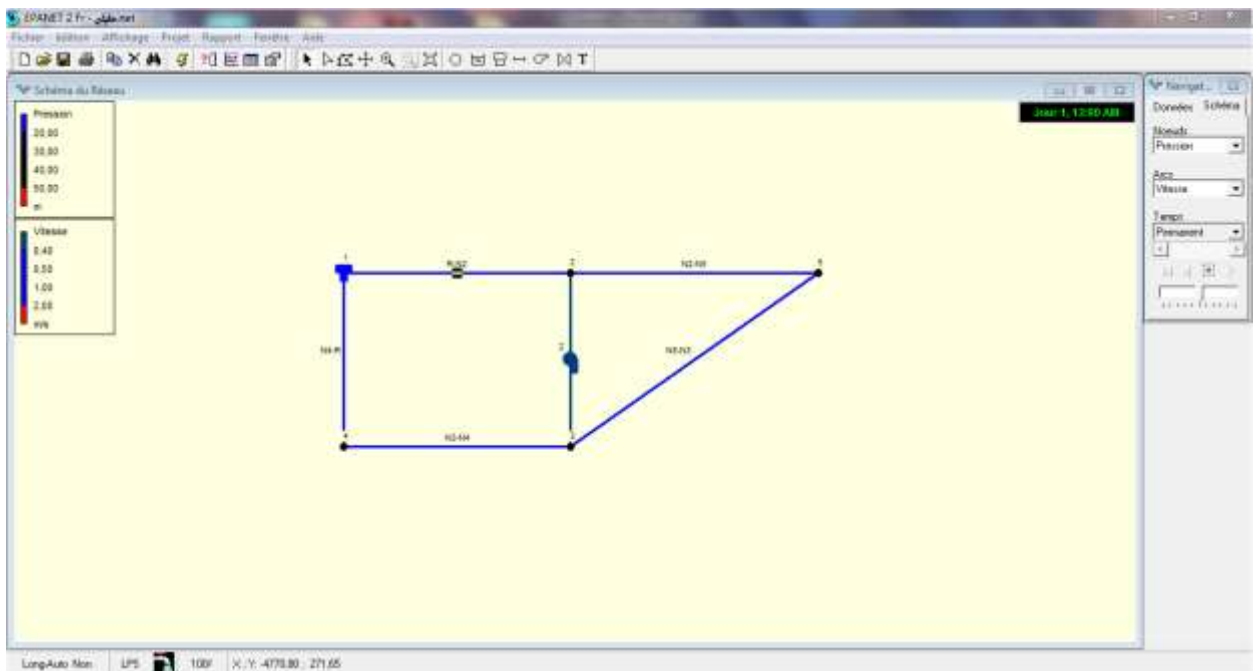


Figure IV.6: Design le schéma de réseau deuxième exemple

IV.10.1. Fortran :

a) Chargement les données à la programme fortran :

Tableau IV.13: Le fichier des données

b) Les résultats par logiciel fortran :

```

C:\Users\mezail\Documents\aeo_code\bin\Debug\aeo_code.exe
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Charge hydraulique
H( 1)= 600.0000 P( 1)= 0.0000 Z( 1)= 600.0000
H( 2)= 597.8407 P( 2)= 42.8407 Z( 2)= 555.0000
H( 3)= 606.1587 P( 3)= 36.1587 Z( 3)= 570.0000
H( 4)= 602.1391 P( 4)= 45.1391 Z( 4)= 557.0000
H( 5)= 597.1662 P( 5)= 37.1662 Z( 5)= 560.0000
Débits et vitesses dans chaque tronçons
Q( 1)= 22.29622 l/s, V( 1)= 1.67979 m/s vitesse grande
Q( 3)= 11.85633 l/s, V( 3)= 1.86370 m/s vitesse acceptable
Q( 4)= 9.30625 l/s, V( 4)= 1.46285 m/s
Q( 5)= 0.59139 l/s, V( 5)= 0.47061 m/s vitesse faible
Q( 6)= -2.07862 l/s, V( 6)= -1.65412 m/s vitesse acceptable
Débits dans la pompe
Q( 2)= 17.99484 l/s
Process returned 0 (0x0) execution time : 0.143 s.
Press any key to continue.

```

Tableau IV.14: Les résultats par notre programme cas formule Hazan-williams

```

C:\Users\mezail\Documents\aeo_code\bin\Debug\aeo_code.exe
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
Charge hydraulique
H( 1)= 600.0000 P( 1)= 0.0000 Z( 1)= 600.0000
H( 2)= 594.3564 P( 2)= 39.3564 Z( 2)= 555.0000
H( 3)= 612.5646 P( 3)= 42.5646 Z( 3)= 570.0000
H( 4)= 603.8044 P( 4)= 46.8044 Z( 4)= 557.0000
H( 5)= 588.1333 P( 5)= 28.1333 Z( 5)= 560.0000
Débits et vitesses dans chaque tronçons
Q( 1)= 19.60940 l/s, V( 1)= 1.47736 m/s vitesse acceptable
Q( 3)= 9.16933 l/s, V( 3)= 1.44133 m/s vitesse acceptable
Q( 4)= 6.61936 l/s, V( 4)= 1.04050 m/s vitesse acceptable
Q( 5)= 0.97524 l/s, V( 5)= 0.77607 m/s vitesse acceptable
Q( 6)= -1.69476 l/s, V( 6)= -1.34865 m/s vitesse acceptable
Débits dans la pompe
Q( 2)= 14.92413 l/s
Process returned 0 (0x0) execution time : 0.182 s.
Press any key to continue.

```

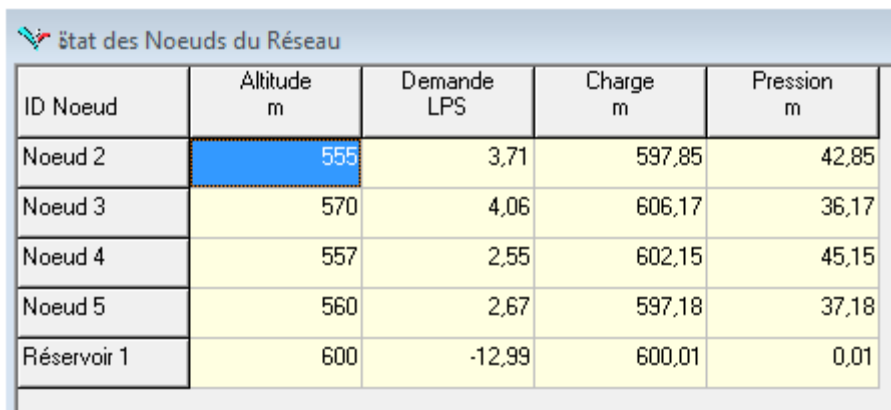
Tableau IV.15: Les résultats par notre programme cas formule Chézy-Manning

IV.10.2. Epanet :

a) L'exécution du programme EPANET :

Après chargement les données nous exécutons le programme et observons les résultats comme suit:

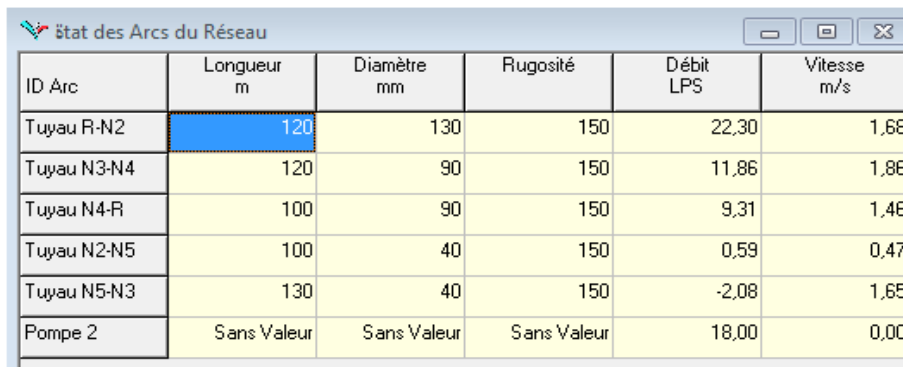
b) État des nœuds du réseau (Cas Hazan – williams) :



ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Nœud 2	555	3,71	597,85	42,85
Nœud 3	570	4,06	606,17	36,17
Nœud 4	557	2,55	602,15	45,15
Nœud 5	560	2,67	597,18	37,18
Réservoir 1	600	-12,99	600,01	0,01

Tableau IV.16: État des nœuds du réseau deuxième exemple (Cas Hazan – williams)

c) État des arcs du réseau (Cas Hazan – williams) :



ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau R-N2	120	130	150	22,30	1,68
Tuyau N3-N4	120	90	150	11,86	1,86
Tuyau N4-R	100	90	150	9,31	1,46
Tuyau N2-N5	100	40	150	0,59	0,47
Tuyau N5-N3	130	40	150	-2,08	1,65
Pompe 2	Sans Valeur	Sans Valeur	Sans Valeur	18,00	0,00

Tableau IV.17: État des arcs du réseau deuxième exemple

d) État des nœuds du réseau (Cas Chézy -Manning):

ID Nœud	Altitude m	Demande LPS	Charge m	Pression m
Nœud 2	555	3,71	594,37	39,37
Nœud 3	570	4,06	612,59	42,59
Nœud 4	557	2,55	603,82	46,82
Nœud 5	560	2,67	588,10	28,10
Réservoir 1	600	-12,99	600,01	0,01

Tableau IV.18: État des nœuds du réseau (Cas Chézy -Manning)

e) État des arcs du réseau (Cas Chézy -Manning):

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Rugosité	Débit LPS	Vitesse m/s
Tuyau R-N2	120	130	0,015	19,61	1,48
Tuyau N3-N4	120	90	0,015	9,17	1,44
Tuyau N4-R	100	90	0,015	6,62	1,04
Tuyau N2-N5	100	40	0,015	0,98	0,78
Tuyau N5-N3	130	40	0,015	-1,69	1,35
Pompe 2	Sans Valeur	Sans Valeur	Sans Valeur	14,92	0,00

Tableau IV.19: État des arcs du réseau (Cas Chézy -Manning)

IV.11. Les résultats de premier exemple d'application :

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Les résultats par logiciel EPANET Cas Hazan - williams		Les résultats par notre programme Cas Hazan - williams		Les résultats par logiciel EPANET Cas Chézy - Manning		Les résultats par notre programme Cas Chézy -Manning	
			Charge	Pression (m)	Charge	Pression (m)	Charge	Pression (m)	Charge	Pression (m)
Réservoir(1)	600	-16,90	600,01	0,01	600	0,00	600,01	0,01	600	0,00
Nœud N2	555	3,71	599,77	44,77	599,763	44,763	599,35	44,35	599,341	44,341
Nœud N3	570	4,06	598,53	28,53	598,517	28,517	595,10	25,10	595,103	25,103
Nœud N4	557	2,55	598,99	41,99	598,979	41,979	596,57	39,57	596,562	39,562
Nœud N5	560	2,67	595,71	35,71	595,700	35,700	583,99	23,99	584,037	24,037

Tableau IV.20: État des nœuds du réseau par notre programme(Fortran), Epanet et par deux formules Hazan - williams , Chézy -Manning

ID Tuyau	ID Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité Coef H-W	Rugosité Coef C-M	Les résultats par logiciel EPANET Cas Hazan - williams		Les résultats par notre programme Cas Hazan - williams		Les résultats par logiciel EPANET Cas Chézy - Manning		Les résultats par notre programme Cas Chézy - Manning	
						Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau R-N2	1	120	130	150	0,015	6,75	0,51	6,751	0,508	6,7	0,50	6,698	0,504
Tuyau N2-N3	2	100	50	150	0,015	1,48	0,75	1,481	0,754	1,46	0,74	1,458	0,742
Tuyau N3-N4	3	120	90	150	0,015	-3,69	0,58	-3,689	-0,579	-3,74	0,59	-3,458	-0,588
Tuyau N4-R	4	100	90	150	0,015	-6,24	0,98	-6,238	-0,980	-6,29	0,99	-6,291	-0,989
Tuyau N2-N5	5	100	40	150	0,015	1,56	1,24	1,559	1,241	1,53	1,22	1,529	1,217
Tuyau N3-N5	6	130	40	150	0,015	-1,11	0,88	-1,110	-0,883	-1,14	0,91	-1,140	-0,907

Tableau IV.21: État des arcs du réseau par notre programme (Fortran) et Epanet par formule Hazan - williams

IV.12. Les résultats de deuxième exemple d'application :

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Les résultats par logiciel EPANET Cas Hazan - williams		Les résultats par notre programme Cas Hazan - williams		Les résultats par logiciel EPANET Cas Chézy - Manning		Les résultats par notre programme Cas Chézy -Manning	
			Charge	Pression (m)	Charge	Pression (m)	Charge	Pression (m)	Charge	Pression (m)
Réservoir R(1)	600	-12,99	600,01	0,01	600,00	0,00	600,01	0,01	600,00	0,00
Nœud N2	555	3,71	597,85	42,85	597,840	42,840	594,37	39,37	594,356	39,356
Nœud N3	570	4,06	606,17	36,17	606,158	36,158	612,59	42,59	612,564	42,564
Nœud N4	557	2,55	602,15	45,15	602,139	45,139	603,82	46,82	603,804	46,804
Nœud N5	560	2,67	597,18	37,18	597,16	37,166	588,10	28,96	588,133	28,133

Tableau IV.22: État des nœuds du réseau par notre programme(Fortran), Epanet et par deux formules Hazan - williams, Chézy -Manning

ID Tuyau	ID Tuyau	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Rugosité Coef H-W	Rugosité Coef C-M	Les résultats par logiciel EPANET Cas Hazan – williams		Les résultats par notre programme Cas Hazan – williams		Les résultats par logiciel EPANET Cas Chézy – Manning		Les résultats par notre programme Cas Chézy – Manning	
						Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)
Tuyau R-N2	1	120	130	150	0,015	22,30	1,68	22,296	1,679	19,61	1,48	19,609	1,477
Tuyau N3-N4	3	120	90	150	0,015	11,86	1,86	11,856	1,863	9,17	1,44	9,169	1,441
Tuyau N4-NR	4	100	90	150	0,015	9,31	1,46	9,306	1,462	6,62	1,04	6,619	1,040
Tuyau N2-N5	5	100	40	150	0,015	0,59	0,47	0,591	0,470	0,98	0,78	0,975	0,776
TuyauN 5-N3	6	130	40	150	0,015	-2,08	1,65	-2,076	-1,654	-1,69	1,35	-1,694	-1,348
pompe	2					18,00		17,994		14,92		14,924	

Tableau IV.23: État des arcs du réseau par notre programme (Fortran) et Epanet par formule Hazan - williams

IV.13.Conclusion de cette comparaison :

Ces tableaux présentent la comparaison des grandeurs hydrodynamiques : les vitesses, les pressions, les charges et les débits donnés par le logiciel **Epanet** et notre code de calcul .

On constate que les résultats donnés par le logiciel **Epanet** et le code sont presque les mêmes. Les différences constatées sont dans le deuxième chiffre après la virgule, et sont dus – à notre avis - aux arrondissements de calculs et dans les valeurs des différents coefficients de formules des pertes de charges. A cet égard, on estime que notre code donne des résultats corrects.

Conclusion Générale

L'étude d'un projet d'AEP passe nécessairement par le dimensionnement du réseau de distribution. Le calcul par la main est très fastidieux et prend beaucoup de temps.

L'objectif de ce mémoire de fin d'étude était d'élaborer un code informatique afin de simuler le fonctionnement du réseau d'AEP sous ses différents états.

Notre code de calcul a donné des résultats satisfaisants dans les différents cas envisagés, à savoir, réseau sans et avec pompes, formules de pertes de charges de Hazan - Williams et Chézy - Manning.

La méthode utilisée est basée sur la linéarisation. Cette méthode très intéressante car elle ne nécessite pas d'estimation initiale. De ce fait, plusieurs programmes très puissants sont réalisés à l'aide de ces méthodes.

Les comparaisons des résultats donnés par notre code de calcul et le logiciel célèbre EPANET pour différentes configurations, nous confortent et nous assurent quant à la justesse de code développé. Cela nous donne l'ambition que notre code peut devenir un outil pratique et complet dans le domaine de dimensionnement des réseaux d'alimentation en eau potable.

Bibliographie

- [1] : Cherif ,F.Etude critique et modélisation du réseau d'AEP du chef-lieu de chetouane (Doctoral dissertation).
- [2] : EPANET , version 2.0 /water supply and water Resources Division National Risk. Management Research Laboratory U.S Environmental Protection Agency Cincinnati, Ohio/ Version française.
- [3] : Sellam Fouad« HYDRAULIQUE GENERALE», (Mécanique des fluides).
- [4] : BONNIN J. (1982). Aide mémoire d'hydraulique urbaine. Édition Eyrolles. France.
- [5] : Connaissance et maîtrise des pertes dans les réseaux d'eau potable, Les études de l'Agence de l'Eau .
- [6] : « Pompes Volumétriques », ENPSSPM Formation industrie-IFP Training, Juillet 2005.
- [7] : « Machines tournantes- les pompes centrifuges- technologie et fonctionnement des pompes centrifuges ». IFP ENSPM Formation Industrie T029 A, 2000.
- [8] : Pascal BIGOT, « Les Pompes ».
- [9] : « Les Pompes », TOTAL Manuel de Formation : EXP-PR-EQ070 Révision 0.1, Dernière Révision : Mai 2007.
- [10] : Bernard DE CHARGERRE et Robert REY, « Pompes volumétrique pour liquides ». Techniques d'ingénieur, Juillet 2009.
- [11] : M.Rapinat,2005 Les station des pompages d'eau lavoisier , 6^{ème} édition
- [12] : O.Kesba Kjudjet, 2013, Polycopies 1^{er} année ENSH
- [13] : J.Jaques ; 2001 LA pompes centrifuge dans tous les états
- [14] : BENAZZOUZ, 2007 ,station de pompage
- [15] : Hugues GODART, Adduction et distribution d'eau ,2008.
- [16] : Hydraulique-Aéraulique, formulaire Saint-Gobain .
- [17] : J-M R. D-BTP LES PERTES DE CHARGE.2006 .
- [18] : Enseignant : Iskounen Yacine, cour Hydraulique.2015/2016.
- [19] : Roland O. Yonaba, Hydraulique en charge* Ecoulement en régime permanent des fluides incompressibles*2015.
- [20] : AMARA aissani 2011 : modélisation et simulation chapitre 1.
- [21] : Choux B., 1990, Modélisation des réseaux d'eau potable, compatibilité avec la cartographie informatisée, L'eau – L'industrie – Les nuisances N°141, pp. 48 – 50.

- [22] : Dahmani Saad, élaboration d'un programme de simulation numérique de fonctionnement de réservoirs d'équilibre et de calcul de réseau mixte de distribution d'eau potable,2010
- [23] : Hydraulique urbaine, département génie civil, Jean –Loup Robert,2004 .
- [24] : Hamouda hocine ,Ben djeddou Mohamed «Modélisation et simulation de fonctionnement hydrodynamique d'un réseau d'AEP »,2016
- [25]: Maaziz Khaled Comparaison de calcul hydraulique d'un réseau mixte en utilisant les logiciels LOOP et PICCOLO.

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA MEMOIRE , Présenté pour l'obtention, Du diplôme ,De MASTER ,FILIERE : Hydraulique,
OPTION : Hydraulique urbaine ,THEME (Modélisation et programmation du fonctionnement hydrodynamique d'un réseau d'AEP avec différentes) ,Présenté par : Ahmed Lakhhal Halim et Bendib Soufyane/ Dirigé par : Mr.Mezali Farouk (2017 /2018)