

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la construction
Département Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER PROFESSIONNEL

Spécialité : Génie civil

Option : Constructions Hydrauliques et Aménagements

Thème

Analyse Mécano-fiabiliste d'un réseau d'Alimentation en eau potable (réseau maillé)

Réalisé par :

M^{lle}:SAIDANI Farida

M^{lle} : BELACEL Sabrina

Encadré par :

M^{me} BOUZELHAKarima

M^rDEHMOUSHocine

Promotion 2021-2022

REMERCIEMENT

Nos remerciements s'adressent en premier lieu à Madame Bouzelha Karima, professeur au département de génie civil pour son disponibilité, son aide précieuse, sa patience, de nous avoir encouragés tout au long de ce travail.

Nous adressons également nos remerciements à Mr Dehmous Hocine, professeur au département de génie civil pour nous avoir fait bénéficier de ses compétences, pour sa disponibilité, et son aide précieuse.

Nos remerciements vont également à Mr Hammoum Hocine professeur au département génie civil pour sa disponibilité, de son expérience et qui a toujours répondu présent.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants de la promotion CHA pour la qualité de leur Enseignement, leur générosité et la grande patience a notre égare.

On tient à remercier tous les membres du jury pour avoir accepté de juger ce travail.

Enfin, nous remercions tous ceux et celles qui ont contribués de près ou de loin à la bonne réalisation de ce mémoire.

En fin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

DEDICACE

Jedédie ce travail :

*A mes très **chers parents**. Tous les mots de monde ne sauraient exprimer les l'immense amour que je vous porte, ni la profonde gratitude que je vous témoigne pour tous les efforts et les sacrifices que vous n'avez jamais lassé de consentir pour mon instruction et mon bien être. J'espère avoir répondu aux espoir que vous avais fondu a moi. Je vous rends hommage pour ce modeste travail en guise de ma reconnaissance Eternal et de mon infini amour.*

A mes chèressœurs, Sara, Tinhinane, Rbiha et son mari Farid et leur petite fille Thanina, Selina, Elina.

A mes chers frères, Belkacem, Ahmed et sa femme Ryma, et leur petit fils Axcel.

A mes chères amies, Rachida, Hayet, Samira, Amira.

*A ma deuxième famille, les **CHA**. Pour tous les meilleurs souvenirs que nous avons partagés.*

Et enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loi à la réalisation de ce modeste projet.

DEDICACE

Jedédie ce travail :

*A mes très **chers parents**. Tous les mots de monde ne sauraient exprimer les l'immense amour que je vous porte, ni la profonde gratitude que je vous témoigne pour tous les efforts et les sacrifices que vous n'avez jamais sasse de consentir pour mon instruction et mon bien être. J'espère avoir répondu aux espoir que vous avais fondu a moi. Je vous rends hommage pour ce modeste travail en guise de ma reconnaissance Eternal et de mon infini amour.*

A mes très chers frères, Youcef, Amar, Mustapha et nour-edinne.

A mes chères sœurs et leurs maris et leurs enfants : Sadia et mouh et leur fils Taher, Karima et Idir et leur adorable fille melissa, Naima et Rezki et leur fille Ouissam.

A mes chères amies, Djouhra et leur adorable fille Elina, Assia, Melissa, Siham.

*A ma deuxième famille, les **CHA**. Pour tous les meilleurs souvenirs que nous avons partagés.*

Et enfin, à tous ceux qui m'ont soutenu de près ou de loi à la réalisation de ce modeste projet.

Sommaire

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I : Généralités sur l'AEP

1.1 Introduction	2
1.2 Principaux éléments d'un système d'hydraulique de distribution d'eau.....	2
1.3 Rappels hydrauliques	3
1.3.1 Dimensionnement d'une conduite	3
1.3.2 Equation de l'écoulement en charge en régime permanent.....	4
1.3.2.1 Equation de Bernoulli	4
1.3.2.2 Equations de continuité	5
1.3.3 les pertes de charge	5
1.3.3.1 Les pertes de charge linéaires (J_L).....	5
1.3.3.2 : pertes de charge singulières (J_S)	7
1.3.3.3 : Les pertes de charge totales (J_t).....	8
1.4 Les réseaux de distribution d'eau.....	8
1.4.1 Types de réseaux de distribution	8
1.4.1.1 Réseau ramifié.....	8
1.4.1.2 Réseau maillé.....	9
1.4.2 Principe du tracé du réseau.....	10
1.4.3 Détermination des débits de dimensionnement	11
1.4.3.1 Débit spécifique	11
1.4.3.2 Débit en route	11
1.4.3.3 Débit aux nœuds (nœuds)	11
1.4.3.4 calcul du réseau maillé	12
1.5 Conclusion.....	13

Chapitre 2 : Calcul déterministe d'un réseau maillé par la méthode de HARDY-CROSS

2.1 Introduction	14
2.2 Principe de la Méthode.....	14
2.3 Méthode de HARDY-CROSS	14
2.4 Organigramme de calcul	17

2.5 Cas d'étude	18
2.5.1 Présentation de projet	18
2.5.2 Calcul des diamètres et des vitesses	18
2.5.3. Equilibre des mailles	19
2.5.4 Calcul des pressions aux nœuds	23
2.6. Analyse du réseau à la mise en service.....	25
2.7. Comparaison des résultats des pressions aux deux horizons	27
2.8 Conclusion.....	29

Chapitre 3 : Analyse fiabiliste d'un réseau maillé

3.1 Introduction	29
3.2 Fiabilité d'un système	29
3.3 Problématique	29
3.4 Choix des variables aléatoires de base	30
3.5 Lois de distribution	31
3.6 Choix de la fonction de performance	33
3.7 Indicateurs de fiabilité	34
3.8 Principales approches pour tenir compte des incertitudes.....	34
3.8.1. Méthodes à base de simulations : Simulation de monte Carlo	34
3.9 Application à un réseau d'eau potable.....	37
3.9.1 Organigramme de calcul	37
3.9.2 Étapes de génération de la variable aléatoire sous Excel	39
3.9.3 Choix des variables aléatoires	40
3.9.4 Fonction de densité	41
3.9.5 Choix de la fonction d'état limite	41
3.10 Résultats et discussions	42
3.11 Calcul d'optimisation	45
3.12 Conclusion	46
Conclusion générale	48
Références bibliographiques	

Liste des figures

Figure 1.1 : Schéma générale d'un système d'alimentation en eau potable	3
Figure1-2 : Conduite assurant un service d'extrémité	3
Figure 1.3 : Assurant un service en route.....	4
Figure 1.4 : Conduite assurance un service mixte.....	4
Figure 1.5 : Différentes hauteurs et charges caractérisant l'écoulement dans une conduite.....	4
Figure 1.6 : Schéma d'un réseau ramifié.....	9
Figure1.7 : Schéma d'un réseau maillé	10
Figure 2.1 : Pertes de charge en une maille	14
Figure 2.2 : Schéma du réseau maillé.....	18
Figure 2.3 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 1 » ..	24
Figure 2.4 : Courbe disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la maille 2	25
Figure 2.5 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 1 » ..	26
Figure 2.6: Courbe disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la maille 2	26
Figure 2.7 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 1 » ..	27
Figure 2.8 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 2 » ..	28
Figure 3.1: Domaines de sûreté et de défaillance dans le cas de deux variables aléatoires.....	34
Figure 3.2: Schéma d'illustration de la méthode de Monte-Carlo dans l'espace phtisque (X_1, X_2).36	
Figure 3.3: Schéma du réseau maillé	37
Figure 3.4: Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance dans le cas d'un réseau d'AEP maillé par la méthode de Monté Carlo	38
Figure 3.5 : Génération d'une variable aléatoire.....	39
Figure 3.6 : Introduction des paramètres de la variable aléatoire	39
Figure 3.7 : Courbe de la densité de loi normale pour $Q=2.5l/s$	41
Figure 3.8 : Courbe de cumulation de la loi normale.....	41
Figure 3.9 : Courbe de probabilités Pf en fonction de Coefficient de variation Cv (Q aléatoire).....	43
Figure 3.10 : Courbe de probabilités Pf en fonction de Coefficient de variation Cv (CHW aléatoire) 44	
Figure 3.11 : Courbe de probabilités Pf en fonction de Coefficient de variation Cv (CHW et Q) aléatoire	45

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Valeurs de β en fonction des unités utilisées pour le débit, le diamètre, la longueur et les pertes charge	7
Tableau 2.1 : Les caractéristiques géométriques de réseaux	18
Tableau 2.2 : Résultats de calcul des diamètres et des vitesses du réseau	19
Tableau 2.3 : Résultats d'équilibre des mailles (1 ^{ère} itération)	20
Tableau 2.4 : Calcul hydraulique du réseau (itération N ^o 10).....	22
Tableau 2.5 : Valeurs des pressions aux nœuds (itération N ^o 10)	23
Tableau 2.6 : Caractéristiques de la maille 1 pour Chw=95	24
Tableau 2.7 : Les caractéristiques de la maille 2 pour Chw=95	24
Tableau 2.8 : Les caractéristique de la maille 1 pour Chw=136	25
Tableau 2.9 : Les caractéristiques de la maille 1 pour Chw =136	26
Tableau 2.10: Les caractéristique de la maille 1	27
Tableau 2.11: Les caractiréristique de la maille 2	28
Tableau 3.1 : Principales lois de distribution	32
Tableau 3.2 : Extrait du résultat de génération de la loi normale sur Microsoft Excel	40
Tableau 3.3 : Variables aléatoires et loi de distribution des paramètres.....	40
Tableau 3.4 : Valeur de Pf en fonction de Cv (Q aléatoire).....	43
Tableau 3.5: Pf obtenu pour CHW aléatoire.....	44
Tableau3.6 : Pf obtenu pour CHW et débit (Q) (aléatoire).....	45
Tableau3.7 : Calcul d'optimisation.....	46
Tableau 3.8 : Récapitulation : le réservoir surélevé à 15.10 m.....	46

La technologie du transfert d'eau a été mobilisée depuis longtemps, pour l'adduction des villes en eau et pour des projets d'irrigation. Le problème du calcul des réseaux de distribution en charge est devenu de plus en plus compliqué. L'utilisation des programmes informatique constitue l'outil le plus rapide et efficace pour le dimensionnement de ce type de réseaux. La méthode de Hardy Cross, malgré ses difficultés de convergence qui dépendent du choix des débits initiales dans les conduites, reste très utilisée dans les programmes informatiques pour l'analyse et la conception des réseaux de distribution d'eau.

Le présent travail s'inscrit dans le contexte du calcul automatique d'un réseau en eau potable. L'originalité de ce travail se situe dans le fait de coupler le calcul hydraulique avec le calcul fiabiliste qui tient compte de l'incertitude qui affecte les paramètres hydraulique, tels que le débit et la rugosité des conduites. Ces incertitudes ignorées par les ingénieurs, en bureau d'étude, peuvent masquer des disfonctionnement du réseau. Ainsi, et pour déceler toutes les inquiétudes pouvant survenir suite à ces incertitudes eu égard aux conditions de service normales fixées par les standards, nous avons élaboré le plan de travail suivant :

Au premier chapitre nous rappelons les équations qui gouvernent les écoulements en charge et nous présentons des généralités sur les réseaux de distribution.

Au deuxième chapitre, nous exposons la méthode d' Hardy-Cross. Celle-ci sera appliquée au dimensionnement d'un réseau maillé à long terme en considérant un coefficient de Hazen Williams $CHW = 95$. Ce réseau sera vérifié à court terme pour un $CHW = 136$. Une analyse comparative du fonctionnement du réseau fera l'objet d'étude.

Au troisième chapitre, une analyse fiabiliste du réseau sera conduite, en tenant compte de la variabilité aléatoire du débit et de la rugosité des conduites (CHW). Les fonctions d'état limites seront dictées par les conditions de service normales d'un réseau de distribution en eau potable. Une loi normale sera ajustée à ces variables, conformément à l'alittérature. La probabilité de défaillance du réseau vis-à-vis de ces états limites sera calculée par la méthode de Monté Carlo classique et sera comparer à la probabilité admise pour les structure de génie civil ($P_f=10^{-3}$).

Enfin, une conclusion générale fera l'objet d'une synthèse des résultats de notre travail.

Chapitre 1

Généralités sur l'AEP

1.1 Introduction

Le présent chapitre est consacré à la présentation des différents éléments de réseau de distribution et un rappel des équations des écoulements en charge (équation de Bernoulli, équation de continuité, pertes de charges) et le calcul du débit de dimensionnement dans les différents types de réseaux.

1.2 Principaux éléments d'un système d'hydraulique de distribution d'eau

➤ Captage

Les captages sont les travaux effectués pour prélever les eaux naturelles en vue de l'alimentation. Ils peuvent concerner soit l'eau présente dans le sous-sol, sous forme de nappe aquifère, soit celle qui surgit du sous-sol à la surface par des sources, soit encore celle que l'on trouve à la surface du sol, dans les rivières ou des étangs naturels ou artificiels.

➤ Traitement des eaux

Les eaux captées dans la nature, exactement les eaux de surface (lacs, rivières, retenues artificiels), ne présentent pas les qualités physiques, chimiques et biologiques désirables pour la consommation. Pour rendre ces eaux potables, il faut les traiter aux moyens des stations de traitement.

➤ Adduction

C'est le transport de l'eau, depuis la zone de captage jusqu'à proximité de la zone d'utilisation (distribution). Il peut avoir lieu avant le traitement. Cette adduction peut s'effectuer par écoulement à surface libre ou un écoulement en charge.

➤ Accumulation ou réservoir

On a souvent besoin de mettre en réserve une partie de l'eau, soit pour régulariser le débit dans les ouvrages qui précèdent, soit pour assurer une sécurité en cas de panne, ou d'incendie, on l'accumule alors dans des réservoirs spéciaux.

➤ Distribution

La distribution consiste à fournir à chaque instant aux utilisateurs à une pression convenable, le débit d'eau dont ils ont besoin. Celle-ci s'effectue par un réseau de conduites sous pression, dimensionnées, pour permettre le passage en chaque point du débit maximal prévisible.

➤ Pompes

Sur le circuit précédent, on a souvent besoin d'élever le niveau ou la pression de l'eau, au moyen des pompes, fonctionnant le plus souvent avec un moteur électrique ou à défaut par un moteur diesel. Un schéma général d'un système d'alimentation en eau potable structuré en figure (1.1)

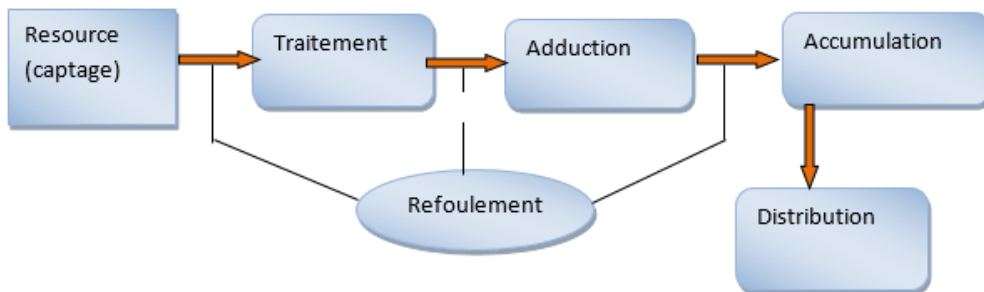


Figure 1.1 : Schéma générale d'un système d'alimentation en eau potable.

1.3 Rappels hydrauliques

- Un rappel des équations d'hydraulique (dimensionnement d'une conduite, Bernoulli, pertes de charge, etc.) sont présentes pour les besoins de l'étude [2].

1.3.1 Dimensionnement d'une conduite

- **Service d'extrémité** : Tout le volume d'eau est distribué en aval du tronçon. Le débit de dimensionnement Q_D dans ce cas est le débit transité par cette conduit (Q_0).

$$Q_D = Q_0 \quad (1.1)$$

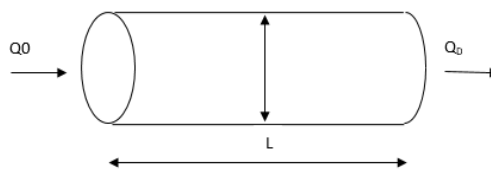


Figure1-2 : Conduite assurant un service d'extrémité

- **Service en route** : Tout le volume d'eau est distribué uniformément tout avec long du tronçon [5].

Le débit entrant est :

$$Q_0 = q * L$$

On dimensionne dans ce cas avec un débit :

$$Q_D = 0.55 q * L(1.2)$$

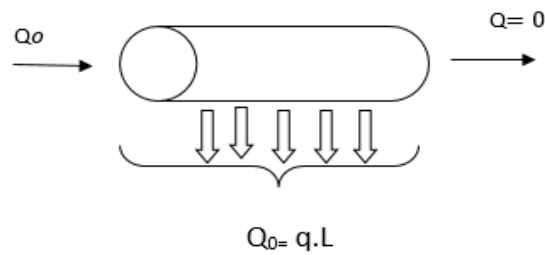


Figure 1.3 : Assurant un service en route.

➤ **Service mixte** : Il assure à la fois un service en route et un service d'extrémité.

Le débit entrant est : $Q_0 = q.L + Q$

$$Q_\Delta = Q + 0.55 q * L (1.3)$$

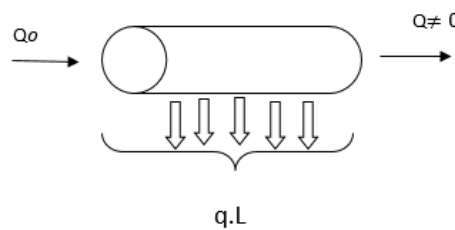


Figure 1.4 : conduite assurance un service mixte.

1.3.2 Equation de l'écoulement en charge en régime permanent

1.3.2.1 Equation de Bernoulli

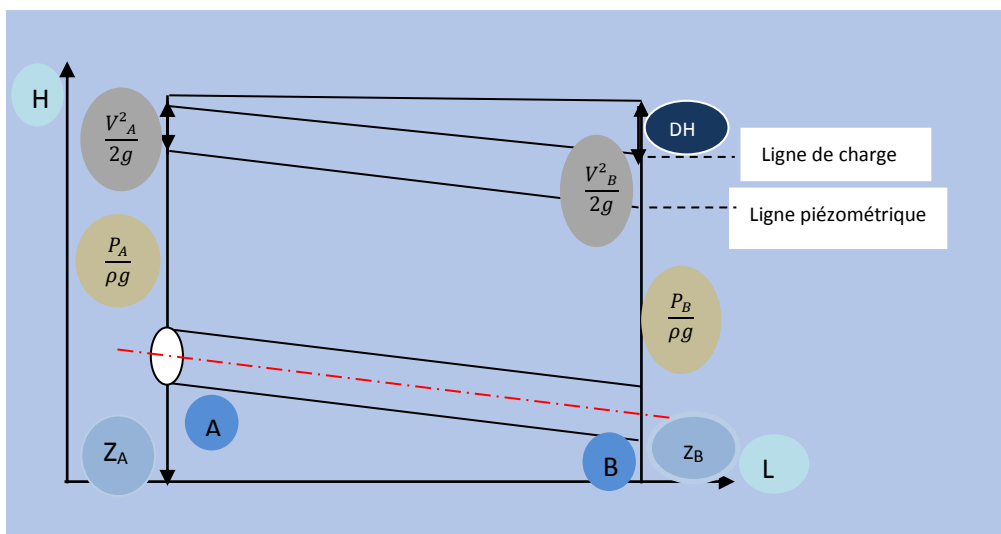


Figure 1.5 : Différentes hauteurs et charges caractérisant l'écoulement dans une conduite.

Rappelons que dans un système en charge, l'équation de Bernoulli s'applique entre deux sections A et B.

$$Z_A + \frac{P_A}{\rho \cdot g} + \alpha \frac{V_A^2}{2g} = Z_B + \frac{P_B}{\rho \cdot g} + \alpha \frac{V_B^2}{2g} + D_{H_{A-B}} \quad (1.4)$$

Soit

$$H_i = Z_i + \frac{P_i}{\rho \cdot g} + \frac{V_i^2}{2g} \quad (1.5)$$

Avec :

Z_i : cote ou hauteur de position ;

H_i : charge totale du liquide ;

$\frac{V_i^2}{2g}$: Hauteur dynamique ;

$\frac{P_i}{\rho \cdot g}$: Hauteur piézométrique.

1.3.2.2 Equations de continuité

En un nœud quelconque de conduite, la somme des débits qui entrent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en sortent.

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 \dots = ct \quad V_1 S_1 = V_2 S_2 = \dots = ct. \quad (1.6)$$

Ainsi, pour une section constante :

$$V_1 = V_2 \quad (1.7)$$

1.3.3 Pertes de charge

Le passage d'un débit dans une conduite se traduit par des pertes de charge. Ces pertes d'énergie se présentent sous formes de pertes de charge linéaires et pertes de charge singulières [3].

1.3.3.1 Les pertes de charge linéaires (J_L)

Elles sont des pertes d'énergie hydraulique dues aux frottements de l'eau le long des parois des conduites et en présence du coefficient de viscosité.

Diverses formules utilisées à l'heure actuelle pour le calcul des pertes de charges linéaires dans les conduites sous pression ; DARCY-WEISBACH, HAZEN-WILLIAMS et CHEZY-MANNING.

A.1 -Formule de DARCY-WEISBACH [4]

$$\Delta H = \lambda \frac{L}{D_h} * \frac{V^2}{2g} \quad (1.8)$$

Avec :

ΔH : pertes de charge linéaires dans une conduite.

L : longueur du tronçon examiné (m).

D_h : le rayon hydraulique (m).

V : vitesse moyenne (m/s).

λ : coefficient de pertes par frottement en longueur.

Détermination le coefficient de pertes par frottement λ :

Le coefficient de frottement λ dépend de la nature du régime d'écoulement qui lui est fonction de la rugosité relative et du nombre de Reynolds

- En régime turbulent (λ) : Il sera calculé avec la formule de NIKURADZE :
-

$$\frac{1}{\lambda} = \left[1.14 - 0.86 \log \frac{\varepsilon}{D} \right] \quad (1.10)$$

Avec :

ε : coefficient de rugosité absolue des tuyaux ;

$\frac{\varepsilon}{D}$: Rugosité relative de frottement.

- En régime de transition : λ sera calculé avec la formule de COLEBROOK-WHITE [5].

$$\frac{1}{\lambda} = -2 \log \left[\frac{\varepsilon}{3.7 D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right] \quad (1.11)$$

- Calcul du nombre de Reynolds :

C'est une valeur adimensionnelle, qui nous permet d'avoir une idée sur la nature du régime d'écoulement. Elle est donnée par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu} \quad \text{Ou :} \quad Re = \frac{\rho \cdot V \cdot D}{\mu} \quad (1.12)$$

Avec

V : vitesse d'écoulement [m/s] ;

D : diamètre de la conduite [m] ;

ν : viscosité cinématique de l'eau prise égale à $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C ;

μ : viscosité dynamique [Kg/ms.] ;

ρ : masse volumique [Kg/m^3] .

En fonction du nombre de Reynolds, nous avons la classification suivante :

- $Re < 2100$ caractérise un régime laminaire stable ;
- $2100 < Re < 4000$ caractérise un régime transitoire ;
- $Re > 4000$ caractérise un régime turbulent stable.

A.2: Formule de HAZEN-WILLIAMS

C'est la plus utilisée des formules empiriques, toujours en usage dans certains pays, notamment aux USA et au Japon. La perte de charge est exprimée en fonction de son coefficient Chw variable, selon l'état de leur surface intérieure.

L'équation est donnée par :

$$j = \frac{\beta * L}{Chw^{1.852}} * \frac{Q^{1.852}}{D^{4.871}} \quad (1.13)$$

Avec :

Q : Débit en (l/s)

CHW : Coefficient de Hazen-Williams dépendant de la rugosité,

D : Diamètre des conduites,

L : Longueur des conduites.

On appelle résistance hydraulique le coefficient :

$$R_{ij} = \frac{\beta}{chw^{1.852}} * \frac{L_{ij}}{D_{ij}^{4.871}} \quad (1.14)$$

Le coefficient d'écoulement d'Hazen-Williams est directement proportionnel au débit et dépend de la rugosité du conduit.

Tableau 1.1 : Valeurs de β en fonction des unités utilisées pour le débit, le diamètre, la longueur et les pertes charge.

$\Delta H(m)$				
Q	m ³ /s	l/s	l/s	m ³ /s
D	m ³ /s	mm	cm	mm
L	m ³ /s	m	m	m
β	10,679	1,218 10¹⁰	163874	4,38 10¹⁰

1.3.3.2 : pertes de charge singulières (J_s)

Elles sont générées par le passage du fluide dans les éléments ponctuels du réseau ; coudes, vannes, crépine, réduction, clapets, . . . etc. on considère généralement que les pertes de charge singulières sont égales à 10% des pertes de charge linéaires. Dans notre cas, on prend 15% .Elles sont formulées comme suit :

$$J_s = k * \frac{Vm^2}{2g} \quad (1.15)$$

Avec :

k : coefficient de singularité,

V_m : vitesse moyenne de l'écoulement [m/s],

g : accélération de la pesanteur ($g=9.81$ [m/s²]).

1.3.3.3 : Les pertes de charge totales (J_t)

Les pertes de charge totale J_t le long de la conduite est la somme des pertes de charge linéaires et singulières.

$$J_t = J_L + J_S = J_L + 15\% J_L \quad (1.16)$$

$$J_t = 1.15 J_L \quad (1.17)$$

1.4 Les réseaux de distribution d'eau

L'eau est distribuée sous pression par des canalisations souterraines, en générale sous voie publique, sur lequel raccordent les branchements d'alimentations des immeubles. Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs.

Afin de mieux concevoir ce réseau, il est nécessaire de connaître certains renseignements relatifs à l'agglomération desservie, à savoir :

- Le relief (topographie) ;
- Le sol (cohésion, degré d'agressivité, ... etc.) ;
- La population et la démographie de l'agglomération ;
- Les catégories de consommateurs ;
- Le réseau déjà existant.

1.4.1 Types de réseaux de distribution

Il existe plusieurs types de réseaux, dans les principes :

- Réseau ramifié,
- Réseau maillé,
- Il y a aussi d'autre type de réseaux comme le réseau **étagé**, **mixte** et **distincte**.

1.4.1.1 Réseau ramifié

Il est appelé ainsi car il possède typologiquement une structure d'arbre. Pour ce type de réseau, à partir d'une conduite centrale, on met en relation plusieurs canalisations secondaires, ...etc. jusqu'à chaque compteur individuel. Un tel système présent un grave

défaut ; dans un conduit donné, l'eau circule toujours dans le même sens, une panne dans la conduite entraîne la perte de service pour tous les usagers situés en aval.



Figure 1.6 Schéma d'un réseau ramifié.

Dans un réseau ramifié, les conduites se ramifient en aval du réservoir et finissent par avoir un diamètre moindre, qui décroît le long des traçants. Ce système on le trouve souvent dans les agglomérations de moyenne importance.

A) Avantages

- Conception simple et économique ;
- Calcule facile et précis.

B) Inconvénients

- L'eau circule toujours dans le même sens ;
- Des dépôts sont à craindre en cas de fuite ;
- Non sécurisé, privation de l'alimentation des abonnés en aval des tronçons objet d'intervention ou réparation.

1.4.1.2 Réseau maillé

Ce type de réseau est constitué de boucles. Le sens de l'écoulement varie fréquemment selon la demande de certaines conduites. En effet d'abonnés non desservis en cas de panne ou de réparation est réduit au maximum puisque l'eau peut atteindre un même point par plusieurs

chemins. L'autre intérêt est que la vitesse d'écoulement de l'eau est rarement nulle, ce qui offre l'avantage de maintenir la bonne qualité de l'eau distribuée.

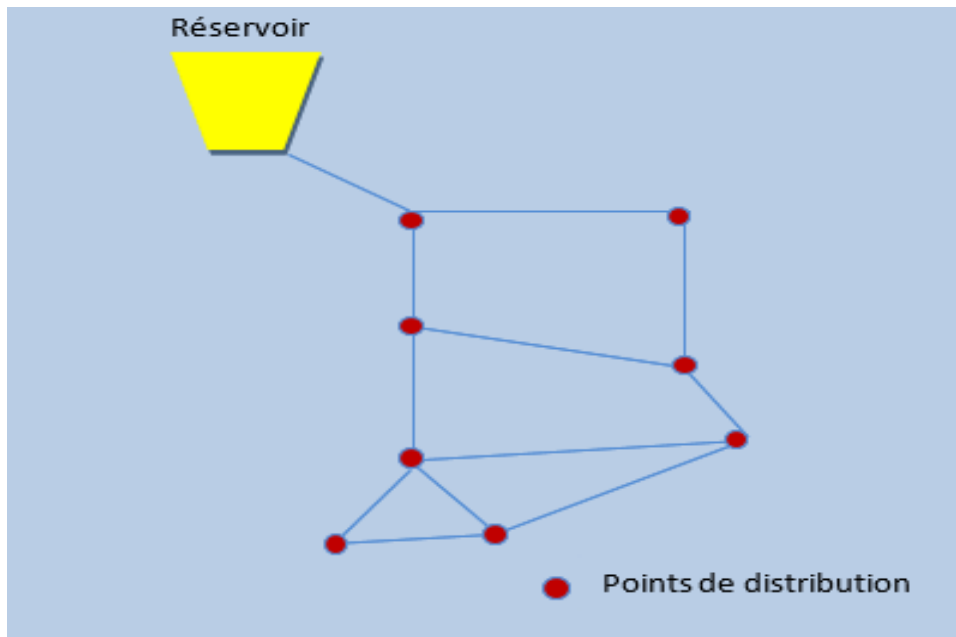


Figure1.7 Schéma d'un réseau maillé

A) Avantages

- L'eau circule dans les deux sens ou les nœuds seront alimentés de plusieurs directions ; en cas de problème en un point, un dispositif judicieux de vannes permet de le mettre hors service que la partie de réseau concernée.

B) Inconvénient

- Conception moins aisée que pour le réseau ramifié ;
- Réseau non économique.

1.4.2 Principe du tracé du réseau

Le tracé d'un réseau de distribution d'eau potable se fait comme suit :

- Repérer les gros consommateurs.
- Repérer les quartiers ayant une densité de population importante ;
- Déterminer l'itinéraire (sens) principale pour assurer la distribution à ces consommateurs ;
- Suivant ce sens, tracer les conduites principales en paillez ;

- Ces conduites principales doivent être bien réparties pour avoir une bonne distribution d'eau.
- Pour alimenter l'intérieur des quartiers, les conduites Principales sont reliées entre elles par des conduites secondaires pour former des boucles (mailles).

1.4.3 Détermination des débits de dimensionnement

1.4.3.1 Débit spécifique

Le débit spécifique est défini comme étant le rapport entre des débits en route et la somme des longueurs de tous les tronçons :

$$Q_{sp} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \quad (1.18)$$

Avec :

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml) ;

$\sum Q_r$: somme des débits en route (l/s) ;

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

1.4.3.2 Débit en route

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

$$Q_r = Q_{sp} * L_i \quad (1.19)$$

Où :

Q_{sp} : débit spécifique (l/s/ml) ;

L_i : longueur propre de chaque tronçon (m).

1.4.3.3 Débit aux nœuds (nodaux) :

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon du conduit ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0.55 Q_r + Q_{con} \quad (1.20)$$

Où :

Q_{ni} : débit du nœud considéré (l/s) ;

Q_r : Somme des débits en route convergents vers le nœud considéré (l/s) ;

Q_{con} : Somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré.

1.4.3.4 calcul du réseau maillé

Le calcul des réseaux maillés est plus compliqué, plusieurs méthodes ont été utilisées pour réaliser ce calcul. Une des méthodes la plus utilisée est celle de Hardy-Cross, par approximation successives.

- La méthode de Hardy-Cross

Est probablement la plus ancienne et la plus utilisée des méthodes d'analyse des réseaux de distribution d'eau potable. Cette méthode permet de calculer, par itérations successives, soit les débits soit les débits soit les pertes de charge [6].

- 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 [7].

L'objectif du calcul d'un réseau maillé de distribution est la détermination des paramètres géométriques et hydrauliques des canalisations formant le réseau de distribution.

➤ Débits

Les conduites doivent supporter les plus grands débits instantanés ainsi que le débit de pointe. Le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).

$$Q_P = K_P * Q_{mep} \quad (1.21)$$

Coefficient de pointe égal :

$$k_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{mep}}} \quad \text{Si } Q_{mep} < 2.8 \text{ l/sec} \quad (1.22)$$

$$k_p = 3 \quad \text{Si } Q_{mep} > 2.8 \text{ l/sec} \quad (1.23)$$

➤ Choix du diamètre

Après avoir calculé les diamètres théoriques, il faudrait se référer aux catalogues où on expose les diamètres normalisés et commerciales. Le diamètre doit être suffisant pour assurer le débit et la pression au sol.

➤ **La vitesse**

Sachant que les fortes vitesses d'écoulement qui supérieure à 1.5 (m/s) favorisent la dégradation des parois internes de la conduite, et que les faibles vitesses qui inférieure à 0.5 (m/s) favorisent la formation des dépôts dans les conduites.

Donc il est nécessaire que la vitesse d'écoulement dans la conduite doive être comprise entre 0.5 et 1.5 (m/s)

➤ **Pression de service**

Cette pression ne peut être inférieure à 1 bar afin d'assurer le fonctionnement de certains appareils (chauffe bain instantané par exemple). Et ne doit pas dépasser 6 bars afin d'éviter la dégradation du matériel. 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....).

$$PS = CP - CTN \quad (1.24)$$

Conclusion

Après avoir présenté les réseaux de distribution et les rappels hydrauliques, nous retenons pour notre projet le type de réseau maillé. La formule de Hazen-Williams est adoptée pour le calcul des pertes de charges. Pour le calcul des débits de dimensionnement la méthode d'Hardy-Cross sera utilisée. Cette méthode sera exposée dans le détail au deuxième chapitre et appliquée à un cas d'étude.

Chapitre 2

**Calcul déterministe d'un
réseau maillé par la méthode
d' HARDY-CROSS**

2.1 Introduction

Le présent chapitre sera consacré au dimensionnement d'un réseau maillé faisant l'objet de notre étude. Nous exposons de détail de la méthode de calcul **HARDY-CROSS**. Cette méthode itérative est basée sur la loi des nœuds pour l'équilibre des débits et la loi des mailles pour l'équilibre des charges. Une fois le réseau équilibré, nous procédons aux calculs des pressions aux nœud. Celles-ci seront vérifiées par rapport aux valeurs admissibles fixées par les cahiers des charges.

2.2 Principe de la Méthode

La méthode repose sur les deux lois suivantes (équivalentes aux lois de Kirchhoff en électricité) [8] :

- **1^{ère} loi : (loi des nœuds)**

Pour chaque nœud, la somme des débits qui y entrent est égale à la somme des débits qui en sortent.

$$Q_e = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n = Q_s \quad (2.1)$$

- **2^{ème} loi : (loi des mailles)**

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

$$J_1 - J_2 = 0 \quad (2.2)$$

Les deux lois précédentes sont rapprochées des lois de Kirchhoff en électricité.

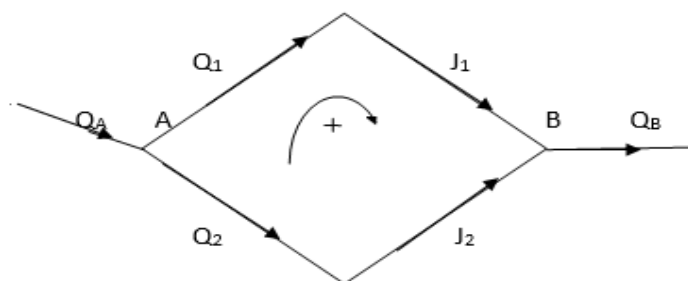


Figure 2.1 : Pertes de charge en une maille.

2.3 Méthode de **HARDY-CROSS**

La méthode **Hardy-Cross** est une méthode itérative utilisée pour déterminer les débits dans les canalisations d'un réseau maillé ou les débits entrants et sortants sont connus ou les débits circulant dans les canalisations du réseau sont inconnus.

Cette méthode est une application de la loi des nœuds et de celle des mailles pour résoudre de façon itérative les débits dans un réseau maillé. Soit ΔH_{ij} la perte charge totale dans un tronçon quelconque de la maille. Elle est reliée au débit Q qui y passe par la formule :

$$\sum \Delta H_{ij} = \sum R_{ij} * Q_{ij}^{1.852} \quad (2.3)$$

Il faut alors convenir du sens positif long de la maille.

Le principe d'équilibre des pertes de charge se traduit par :

$$\sum \Delta H_{ij} = \sum R_{ij} * Q_{ij}^{1.852} = 0 \quad (2.4)$$

Avec :

$$R_{ij} = \frac{1.218 * 10^{10}}{chw_{ij}^{1.852}} * \frac{L_{ij}}{D_{ij}^{4.871}} \quad (2.5)$$

Avec

L : Longueur de tuyau en (m)

D : Diamètre du tuyau en (mm)

chw : Coefficient de rugosité de *HAZEN WILLIAMS*

R_{ij} : La résistance hydraulique

Le symbole \sum représente la somme algébrique de toutes les pertes de charge dans une maille formée par des tronçons véhiculant chacun le débit Q_i . Le débit Q' diffère du débit réel Q d'une quantité ΔQ , qui représente la correction à apporter au débit arbitraire Q' pour satisfaire au principe d'équilibre des pertes de charge.

D'où l'équation :

$$Q'_{ij} = Q_{ij} + \Delta Q \quad (2.6)$$

Avec

Q'_{ij} = débit corrigé,

Q_{ij} = débit estimé,

ΔQ = débit correctif.

Le débit corrigé à l'itération :

$$Q_{ij}^{(k+1)} = Q_{ij}^{(k)} + \Delta Q^{(k)} \quad (2.7)$$

En remplaçant l'équation (2.6) dans l'équation de conservation des pertes de l'énergie en aura :

$$\sum_j \Delta H_{ij}^{(K+1)} = \sum_j R_{ij} [Q_{ij}^{(k+1)}]^{1.852} = 0 \quad (2.8)$$

On pose $\alpha = 1.852$

En remplace α dans l'équation (2.6) en aura :

$$\sum_j R_{ij} [Q_{ij}^{(k)} + \Delta Q^{(k)}]^\alpha = 0 \quad (2.9)$$

Ou bien

$$\sum_j R_{ij} [Q_{ij}^{(k)}]^\alpha \left[1 + \frac{\Delta Q^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}} \right]^\alpha = 0 \quad (2.10)$$

En appliquant le développement de Taylor [10], au voisinage de x nous pouvons écrire :

$$(1 + x)^\alpha = 1 + \alpha x + \frac{\alpha(\alpha-1)}{2!} x^2 + \frac{\alpha(\alpha-1)(\alpha-2)\dots\alpha-(n-1)}{n!} x^n \quad (2.11)$$

Nous obtenons, pour $x = \frac{\Delta Q_{ij}}{Q_{ij}}$

$$\left(1 + \frac{\Delta Q_{ij}^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}} \right)^\alpha = \left[1 + \alpha \frac{\Delta Q_{ij}^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}} + \frac{\alpha(\alpha-1)}{2!} \frac{\Delta Q_{ij}^{(k)2}}{\Delta Q_{ij}^{(k)2}} \dots \right] = 0 \quad (2.12)$$

Sachant que ΔQ_{ij} est très petites, ceci nous ramènes à négliger tous les termes de x d'ordre supérieur à deux , l'équation devient :

$$\sum_j R_{ij} (Q_{ij}^{(k)})^\alpha \left[1 + \alpha \frac{\Delta Q_{ij}^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}} \right] = 0 \quad (2.13)$$

$$\sum_j R_{ij} (Q_{ij}^{(k)})^\alpha + \sum_j R_{ij} [Q_{ij}^{(k)}]^\alpha \alpha \frac{\Delta Q_{ij}^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}} = 0 \quad (2.14)$$

$$\sum_j R_{ij} (Q_{ij}^{(k)})^\alpha + \alpha \Delta Q^{(k)} \sum_j R_{ij} \frac{[Q_{ij}^{(k)}]^\alpha}{Q_{ij}^{(k)}} = 0 \quad (2.15)$$

Ce qui donne :

$$\sum_j R_{ij} (Q_{ij}^{(k)})^\alpha + \alpha \Delta Q^{(k)} \sum_j R_{ij} [Q_{ij}^{(k)}]^{(\alpha-1)} = 0 \quad (2.16)$$

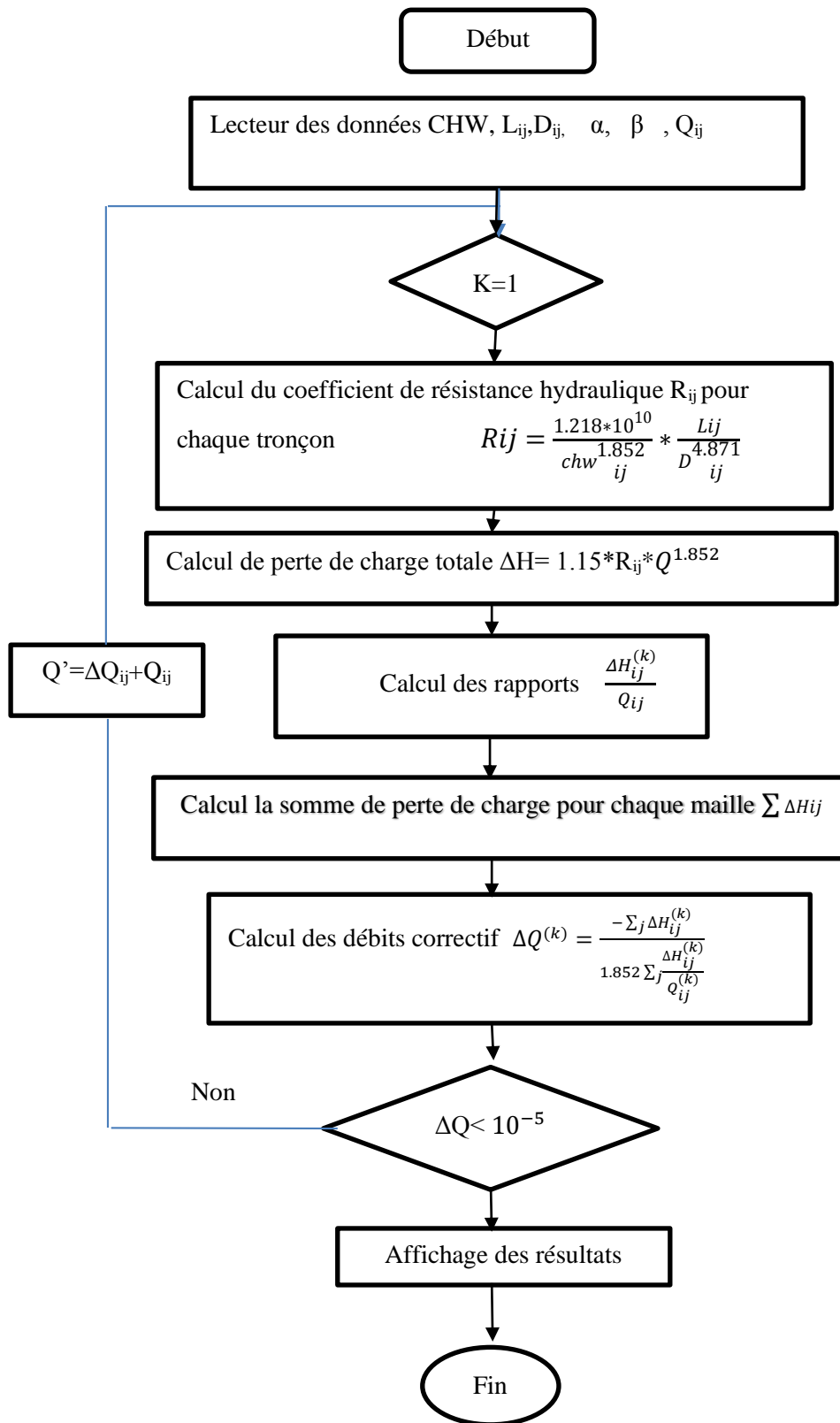
Ce qui nous ramène a l'expression de la perte de charge

$$\Delta Q^{(k)} = \frac{\sum_j R_{ij} [Q_{ij}^{(k)}]^\alpha}{\alpha \sum_j \frac{R_{ij} [Q_{ij}^{(k)}]^\alpha}{Q_{ij}^{(k)}}} \quad (2.17)$$

D'une autre manière :

$$\Delta Q^{(k)} = \frac{\sum_j \Delta H_{ij}^{(k)}}{\sum_j \frac{\Delta H_{ij}^{(k)}}{Q_{ij}^{(k)}}} \quad (2.18)$$

2.4 Organigramme de calcul



2.5 Cas d'étude

2.5.1 Présentation de projet

Nous proposons de dimensionner un réseau maillé d'eau potable du lotissement Ait-Abdellah, dans la ville de Tizirt (figure 2.2). Ce lotissement est composé de 60 lots, à raison de 8 habitants par lot.

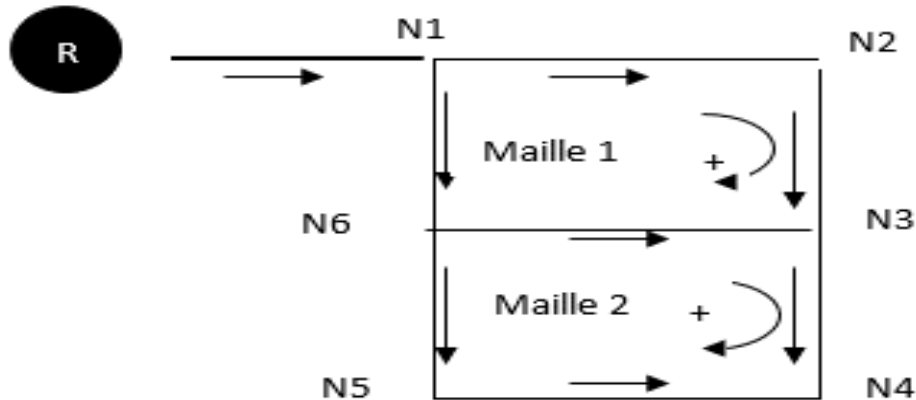


Figure 2.2 : schéma du réseau maillé

Les caractéristiques de réseaux géométriques et physiques du réseau sont illustrées dans le tableau (2.1).

Tableau 2.1 : les caractéristiques géométriques de réseaux

Données		
Nombre de lots	60,00	
Nombre d'habitants par lot	8,00	
Nombre d'habitants total du lotissement	480,00	
Dotation par habitant	150,00	
Coefficient de point	3,00	
Besoins du lotissement	2,500	l/sec
Longueur totale	808,00	ml
Débit spécifique	0,0031	l/s/ml
CHW	95,0000	

2.5.2 Calcul des diamètres et des vitesses

Les diamètres économiques sont calculés à partir de la relation de Bonin [11]

$$Dec = \sqrt{Q} \quad (2.19)$$

Avec :

D_{ec} : diamètres économiques (mm)

Calcul la vitesse

$$V = \frac{4 \cdot Q_{cum}}{\pi \cdot DN^2} \quad (2.20)$$

Les pertes de charges sont calculées par la formule (1.13) de Hazen –Williams. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.2 : résultats de calcul des diamètres et des vitesses du réseau

Tronçons	L (m)	Q partiel (l/s)	Q cumul (l/s)	D_{ec}	DN (mm)	V (m/s)	CTN amont	CTN aval
R - N1	200	0,000	2,500	50,00	60,00	0,88	130,00	87,81
<i>Maille N° 01</i>								
N1-N2	160	0,495	0,814	28,52	40,00	0,65	87,81	93,63
N2-N3	68	0,210	0,319	17,85	30,00	0,45	93,63	101,00
N1-N6	56	0,173	1,686	41,06	50,00	0,86	87,81	101,50
N6-N3	207	0,640	0,749	27,36	40,00	0,60	101,50	101,00
<i>Maille - 02</i>								
N3-N4	70	0,217	0,217	14,71	30,00	0,31	101,00	116,00
N6-N5	50	0,155	0,764	27,64	30,00	1,08	101,50	117,00
N5-N4	197	0,610	0,610	24,68	30,00	0,86	117,00	116,00
Longueur totale (m)	808							

2.5.3. Equilibre des mailles

L'équilibre des mailles consiste à corriger les débits initiaux dans le réseau. Cet équilibre est effectué par itération successive, sous les deux conditions (2.1) et (2.2). Le débit correctif est estimé par la relation (2.18). Les résultats sont présentés ci-dessous (tableau 2.3)

Tableau 2.3 : résultats d'équilibre des mailles (1^{ère} itération)

ITERATION N° 01									
Maille 1									
Tronçons	Sens	DN (mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)
N1-N2	1	40,00	160,00	0,814	6,6587	5,23	6 424,21	0,036	0,849
N2-N3	1	30,00	68,00	0,319	11,4909	1,59	4 987,93	0,036	0,35
N1-N6	-1	50,00	56,00	1,686	0,7860	- 2,38	1 410,74	0,036	1,65
N6-N3	-1	40,00	207,00	0,749	8,6147	- 5,80	7 742,45	- 0,143	0,89
						ΣDH	- 1,36	20 565,32	
							DQ	0,04	

ITERATION N° 01									
Maille 2									
Tronçons	Sens	DN (mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)
N6-N3	1	40,00	207,00	0,749	8,615	5,80	7 742,45	0,143	0,89
N3-N4	1	30,00	70,00	0,217	11,829	0,80	3 694,84	0,178	0,39
N6-N5	-1	30,00	50,00	0,764	8,449	- 5,91	7 727,19	0,178	0,59
N5-N4	-1	30,00	197,00	0,610	33,290	- 15,30	25 108,76	0,178	0,43
						ΣDH	- 14,61	44 273,23	
							DQ	0,178	

2^{ème} Itération :

ITERATION N°									
2									
Maille 1									
Tronçons	sens	DN (mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ (l/sec)	Q(l/sec)
N1-N2	1	40	160	0,849	6,6587	5,66	6 663,43	0,06	0,914
N2-N3	1	30	68	0,354	11,4909	1,93	5 459,93	0,06	0,42
N1-N6	-1	50	56	1,651	0,7860	- 2,29	1 385,27	0,06	1,59
N6-N3	-1	40	207	0,891	8,6147	- 8,01	8 981,65	0,05	0,84
						ΣDH	- 2,70	22 490,27	
							DQ	0,065	

ITERATION N°									
2									
Maille 2									
Tronçons	sens	DN (mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij(l/s)	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ (l/sec)	Q(l/sec)
N6-N3	1	40	207	0,891	8,61	8,01	8 981,65	- 0,05	0,84
N3-N4	1	30	70	0,395	11,82	2,43	6 162,43	0,02	0,41
N6-N5	-1	30	50	0,586	8,44	- 3,61	6 162,75	0,02	0,57
N5-N4	-1	30	197	0,431	33,29	- 8,07	18 700,62	0,02	0,41
						ΣDH	- 1,24	40 007,45	
							DQ	0,017	

Après 10 itérations successives, les débits et les charges sont équilibrés dans le réseau. Ainsi, la répartition finale des débits est la suivante (tableau 2.4) :

Tableau 2.4 : calcul hydraulique du réseau (itération N° 10)

ITERATION N 10									
Maille 1									
Tronçons	Sens	DN (mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)
N1-N2	1	40,00	160,00	0,926	6,6587	6,64	7 169,91	0,00	0,926
N2-N3	1	30,00	68,00	0,431	11,4909	2,78	6 446,36	0,00	0,43
N1-N6	-1	50,00	56,00	1,574	0,7860	- 2,09	1 330,54	0,00	1,57
N6-N3	-1	40,00	207,00	0,849	8,6147	- 7,32	8 618,59	0,00	0,85
						ΣDH	- 0,000	23 565,40	
							DQ	0,000	

ITERATION N 10									
Maille 2									
Tronçons	Sens	DN (mm)	L(m)	Q(l/s)	Rij	ΔH (m)	DH*1000/Q	DQ(l/sec)	Q(l/sec)
N6-N3	1	40,00	207,00	0,849	8,615	7,32	8 618,59	- 0,00	0,85
N3-N4	1	30,00	70,00	0,429	11,829	2,84	6 613,55	0,00	0,43
N6-N5	-1	30,00	50,00	0,552	8,449	- 3,23	5 855,57	0,00	0,55
N5-N4	-1	30,00	197,00	0,397	33,290	- 6,92	17 432,12	0,00	0,40
						ΣDH	- 0,000	38 519,84	
							DQ	0,000	

2.5.4 Calcul des pressions aux nœuds

La vérification des pressions aux sols au niveau de chaque nœud sera obtenue à partir de calculer les cotes piézométriques selon la relation suivant :

- La cote piézométrique (CP)

$$CP = CTN - \Delta H \quad (2.21)$$

- La pression de sol (PS)

$$PS = CP - CTN \quad (2.22)$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau (2.5). Notons que la cote du trop-plein du réservoir est à 14 m.

Tableau 2.5 : Valeurs des pressions aux nœuds (itération N°10).

Tronçons	DN(mm)	L(m)	Q(l/sec)	Rij	DH(m)	V(m/s)	CTN (amont)	CTN (aval)	CP amont	CP aval	P (amont)	P (aval)
R-1	60	200	2,50	1,15	6,30	0,88	130,00	87,81	144,00	137,70	14,00	49,89
Maille 01												
N1-N2	40	160	0,93	6,66	5,77	0,74	87,81	93,63	137,70	131,93	49,89	38,30
N2-N3	30	68	0,43	11,49	2,41	0,61	93,63	101,00	131,93	129,51	38,30	28,512
N1-N6	50	56	1,57	0,79	1,82	0,80	87,81	101,50	137,70	135,88	49,89	34,38
N6-N3	40	207	0,85	8,61	6,36	0,68	101,50	101,00	135,88	129,51	34,38	28,512
Maille 02												
N3-N4	30	70	0,43	11,83	2,47	0,61	101,00	116,00	129,51	127,04	28,51	11,045
N6-N5	30	50	0,55	8,45	2,81	0,78	101,50	117,00	135,88	133,07	34,38	16,07
N5-N4	30	197	0,40	33,29	6,02	0,56	117,00	116,00	133,07	127,04	16,07	11,045

Les résultats des lignes piézométriques par rapport de cote de terrain naturel, aux pressions maximales (Hmax) et pressions minimale (Hmin) sont donnés dans les tableaux (2.6) et (2.7) et illustrées par les figures (2.3) et (2.4). On considère que le cahier des charges du lotissement, prévoit un gabarit de bâtiment allant de 4 à 5 étages ; soient :

$$H_{max} = CTN + 54$$

$$H_{min} = CTN + 10$$

Les figures 2.3 et 2.4 montrent que les courbes piézométriques, pour la maille 1 et la maille 2 sont circonscrites à l'intérieur du fuseau des pressions max et min admissible. Ce qui signifié

que le réseau est bien dimensionné eu égard aux conditions hydrauliques exigées par les standards.

Néanmoins, la figure 2.3 révèle une pression aux nœuds N1 qui avoisine la Pmax admissible. Ce nœud pourrait poser un problème de surpression pour les installations domestiques à la mise en service du réseau lorsqu'il est neuf ($Chw=136$). D'où la nécessité de faire la vérification de cette situation. Par ailleurs, la figure 2.4 révèle une pression qui avoisine la Pmin admissible au niveau des nœuds N4 et N5. Ces nœuds doivent être des points d'attention pour l'organisme de gestion, car ils représentent des points faibles du réseau.

Tableau 2.6 : Caractéristiques de la maille 1 pour $Chw=95$

Maille 1				
Nœuds	CTN(m)	CP(m)	Hmin (m)	Hmax(m)
N1	87,81	137,70	97,81	141,81
N2	93,63	131,93	103,63	147,63
N3	101,00	129,51	111,00	155,00
N6	101,50	135,88	111,50	155,50
N1	87,81	137,70	97,81	141,81

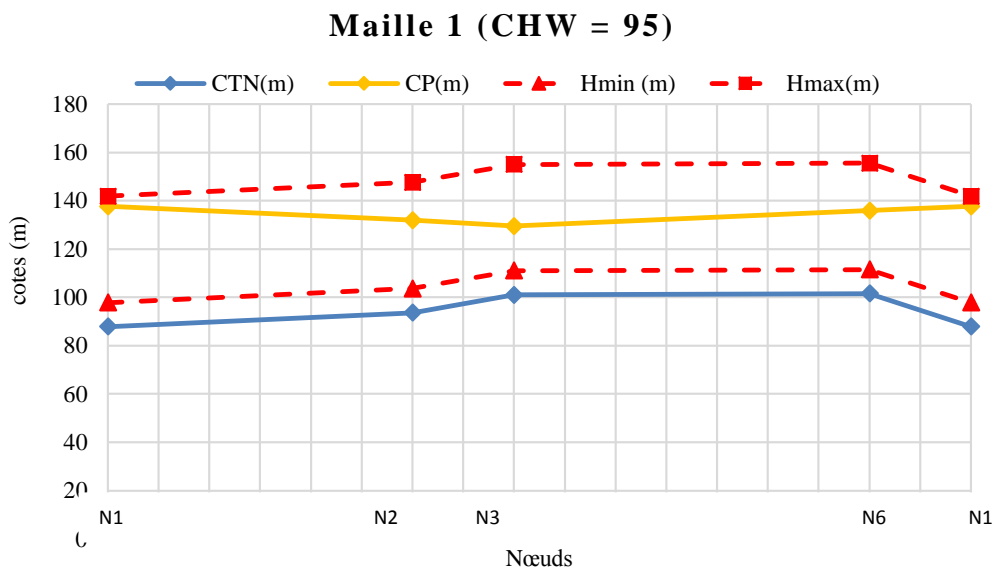


figure 2.3 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 1 »

Tableau 2.7 : les caractéristiques de la maille 2 pour $Chw=95$

Maille 2				
Nœuds	CTN(m)	CP(m)	Hmin (m)	Hmax(m)
N6	101,50	135,88	111,50	155,50
N3	101,00	129,51	111,00	155,00

N4	116,00	127,04	126,00	170,00
N5	117,00	133,07	127,00	171,00
N6	101,50	135,88	111,50	155,50

Maille 2 (CHW=95)

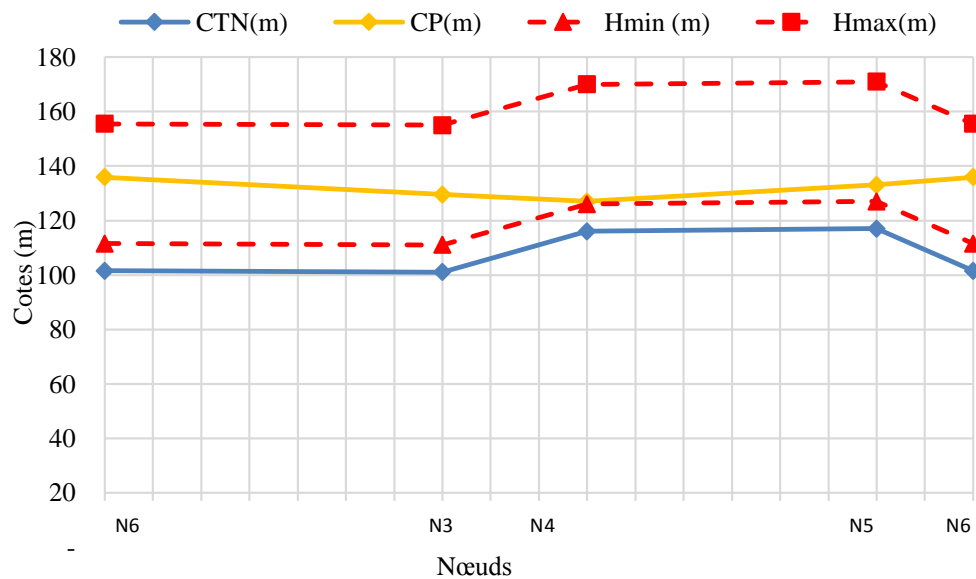


Figure 2.4 : courbe disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la maille 2

2.6. Analyse du réseau à la mise en service

En suivant la même démarche, nous avons simulé le réseau à la mise en service, en considérant les conduites neuves. Ainsi, les calculs ont été effectués avec une valeur de Hazen-Williams CHW=136. Les résultats ainsi obtenus sont récapitulés dans les tableaux 2.8 et 2.9 et illustrés par les figures 2.5 et 2.6. Nous constatons que les courbes piézométriques, pour la maille 1 et la maille 2 sont circonscrites à l'intérieur du fuseau des pressions max et min admissible. Ce qui signifie que le réseau, à court terme, est bien dimensionné eu égard aux conditions hydrauliques exigées par les standards.

Néanmoins, la figure 2.5 révèle une pression aux nœuds N1 qui avoisine la Pmax admissible et la figure 2.6 révèle une pression qui avoisine la Pmin admissible au niveau des nœuds N4 et N5. Ces nœuds doivent être des points d'attention pour l'organisme de gestion.

Tableau 2.8 : Les caractéristiques de la maille 1 pour Chw=136

Maille 1				
Nœuds	CTN(m)	CP(m)	Hmin (m)	Hmax (m)
N1	87,81	140,76	97,81	141,81
N2	93,63	137,79	103,63	147,63

N3	101,00	136,54	111,00	155,00
N6	101,50	139,82	111,50	155,50
N1	87,81	140,76	97,81	141,81

Maille 1 (CHW=136)

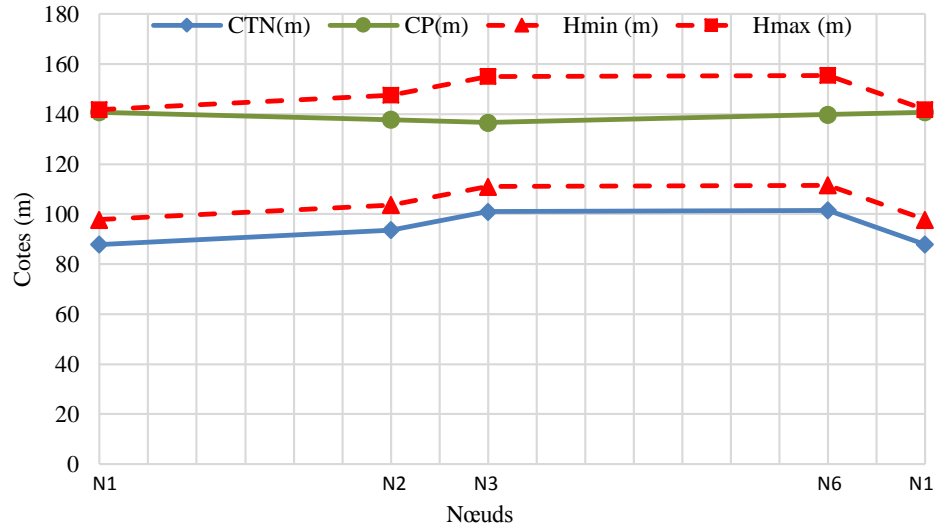


Figure 2.5 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 1 »

Tableau 2.9 : les caractéristiques de la maille 1 pour Chw =136

Maille 2				
Nœuds	CTN(m)	CP(m)	Hmin (m)	Hmax (m)
N6	101,50	139,82	111,50	155,50
N3	101,00	136,54	111,00	155,00
N4	116,00	135,28	126,00	170,00
N5	117,00	138,37	127,00	171,00
N6	101,50	139,82	111,50	155,50

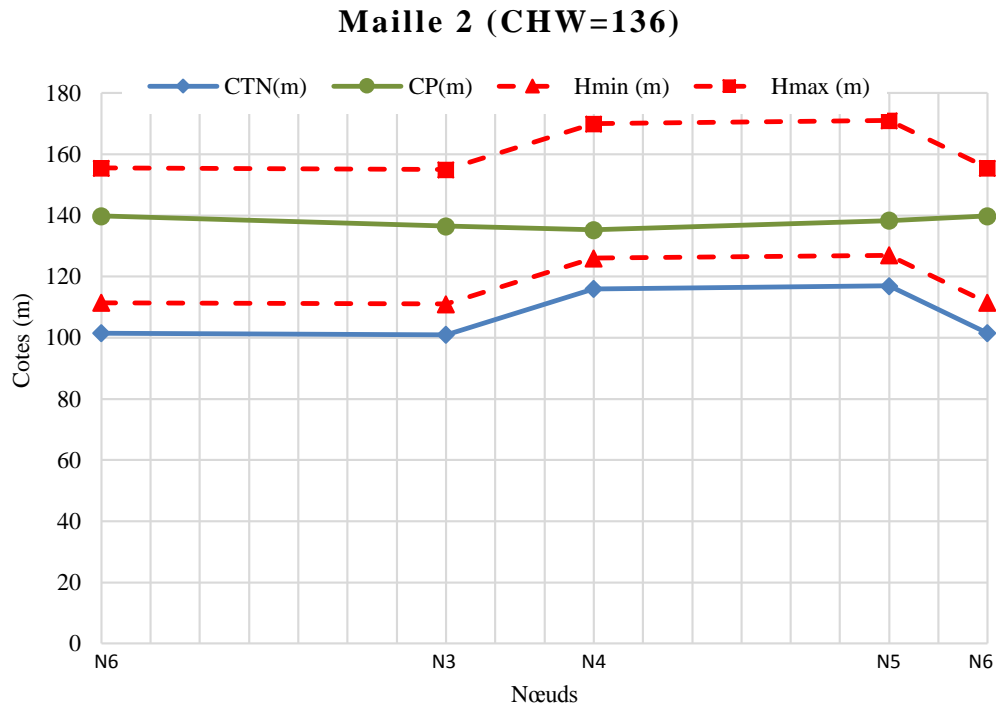


Figure 2.6: Courbe disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la maille 2

2.7. Comparaison des résultats des pressions aux deux horizons

En vue de comparer le comportement du réseau à court terme et à long terme, nous avons représenté l'évolution des lignes piézométriques, par rapport aux côtes du terrain naturel, pour les deux mailles tels qu'illustré par les tableaux (2.10) et (2.11) et les figures (2.7) et (2.8). Les figures révèlent que la ligne des pressions de service se rabat du court terme au long terme, comme il est prévu. Mais toujours est-il les pressions restent convenable dans tout le réseau.

Tableau 2.10: Les caractéristique de la maille 1

Maille 1					
Nœuds	CTN(m)	CP =95(m)	Hmin (m)	Hmax (m)	CP=136 (m)
N1	87,81	137,70	97,81	141,81	140,76
N2	93,63	131,93	103,63	147,63	137,79
N3	101,00	129,51	111,00	155,00	136,54
N6	101,50	135,88	111,50	155,50	139,82
N1	87,81	137,70	97,81	141,81	140,76

Maille 1 (CHW=95 et CHW=136)

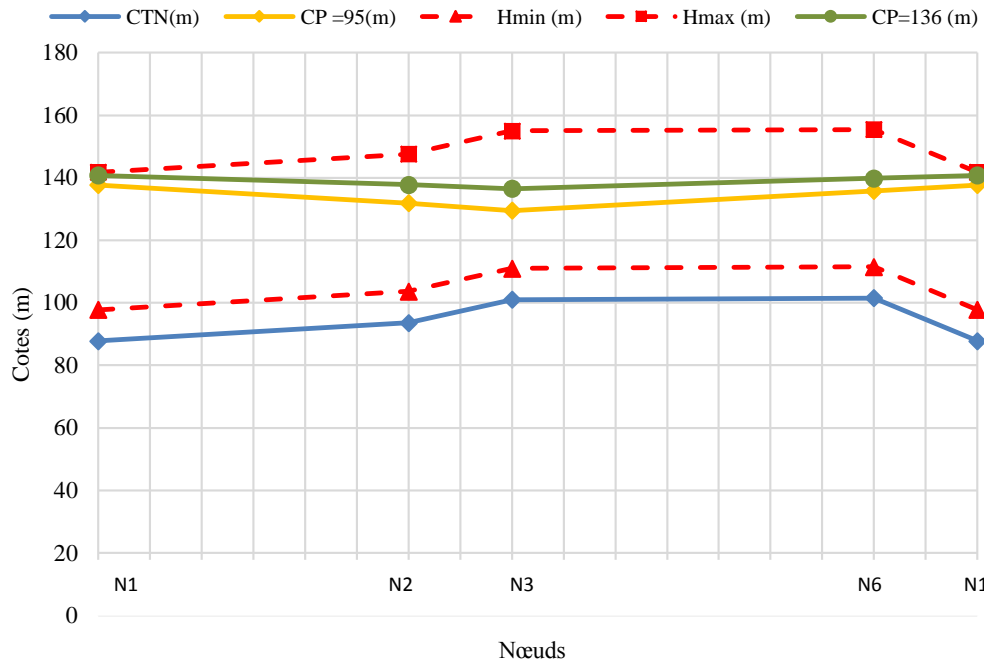


Figure 2.7 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 1 »

Tableau 2.11: Les caractéristique de la maille 2

Maille 2					
Nœuds	CTN(m)	CP=95(m)	Hmin (m)	Hmax (m)	CP =136 (m)
N6	101,50	135,88	111,50	155,50	139,82
N3	101,00	129,51	111,00	155,00	136,54
N4	116,00	127,04	126,00	170,00	135,28
N5	117,00	133,07	127,00	171,00	138,37
N6	101,50	135,88	111,50	155,50	139,82

Maille 2 (CHW=95 et CHW= 136)

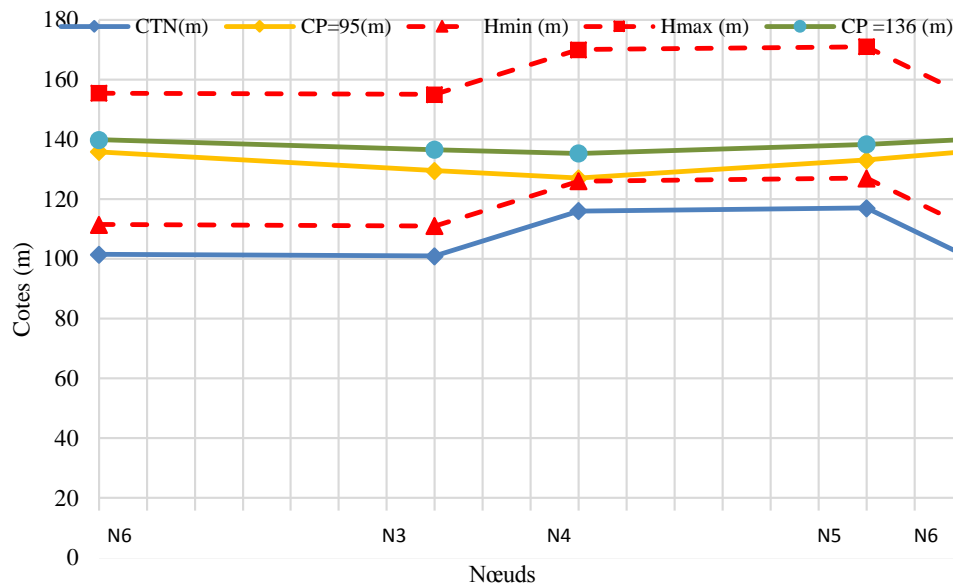


Figure 2.8 : Disposition de la ligne piézométrique par rapport au profil de terrain naturel de la « maille 2 »

2.8 Conclusion

Cette analyse déterministe a révélé que des incertitudes sur le réseau en termes de rugosité et même de débit peuvent impacter directement les pressions de service aux nœuds, pouvant engendrer des désagréments aux abonnés et donner du fil à retordre au gestionnaire du réseau.

Dans le chapitre qui va suivre, nous allons particulièrement nous intéresser à cet aspect de l'incertitude, en faisant appel à l'approche fiabiliste, basée sur des méthodes probabilistes.

Chapitre 3

Analyse fiabiliste d'un réseau maillé

3.1 Introduction

La mécanique probabiliste est un domaine de fiabilité qui permet d'une part de tenir compte des incertitudes concernant un système physique, et d'autre part d'étudier l'impact de ces incertitudes sur la réponse du modèle (qui représente le système étudié). Autrement dit, la mécanique probabiliste correspond à un couplage entre :

- la modélisation d'un phénomène physique (Ex. génie civil, génie mécanique, hydraulique ... etc.)
- et les mathématiques appliquées (Ex: statistiques, théorie des probabilités et simulation numérique).

C'est dans ce contexte que s'inscrit ce chapitre qui a pour objectif l'analyse fiabiliste d'un réseau maillé. Les variables aléatoires considérées sont le coefficient de Hazen-Williams « CHW » et le débit de pointe « Q ». La loi de distribution normale est adoptée pour les deux paramètres « CHW » et « Q ».

3.2 Fiabilité d'un système

La fiabilité d'un système se caractérise par la performance de celui-ci à remplir une fonction

Définie [12] :

- Sous des conditions données,
- Pendant une durée fixée,
- Et en respectant le niveau de sécurité exigé.

La difficulté dans l'évaluation de la fiabilité provient de la nature incertaine, des phénomènes mis en jeu sur la structure considérée (variabilités des propriétés des matériaux, imprécisions géométriques, aléas des chargements appliqués,). Malgré cela, on en tient compte, car ces phénomènes vont avoir un impact significatif sur les performances du système [13] et [14].

3.3 Problématique

Traditionnellement, le dimensionnement des systèmes est fondé sur une démarche déterministe dans laquelle l'ensemble des paramètres de calcul prennent une valeur fixe. Précisément, les paramètres incertains sont décrits par une valeur caractéristique défavorable. Associée à des coefficients de sécurité, l'analyse conduit alors à une réponse binaire ("sûreté" ou "défaillance") vis-à-vis d'un critère donné, qui traduit d'une certaine manière la confiance que l'on peut accorder à ce dimensionnement précis.

- L'approche déterministe utilise par conséquent une marge volontairement pessimiste conduisant le plus souvent à un surdimensionnement injustifié.
- Dans la démarche fiabiliste en revanche, on construit une modélisation probabiliste dans laquelle, les données incertaines sont représentées par des variables aléatoires. On peut ensuite évaluer la probabilité de défaillance de la structure ainsi que mesurer la sensibilité de cette probabilité par rapport à chacune des variables aléatoires introduites.

Deux applications sont envisageables. Soit-on :

- Connaît les caractéristiques de la structure et on vérifie que sa fiabilité est satisfaisante,
- Optimise le dimensionnement de celle-ci de façon à respecter un niveau de fiabilité donné.

Par un traitement plus rationnel des incertitudes, l'approche fiabiliste permet donc une meilleure appréciation des marges de sécurité à l'aide d'indicateurs de confiance objectifs et constitue en ce sens un outil adéquat pour l'aide à la décision en phases de conception et de maintenance. L'analyse fiabiliste se fait suivant les trois étapes suivantes :

- La sélection des variables, aléatoires de base, qui vont intégrer les incertitudes mises en jeu à travers leur loi de distribution,
- Le choix d'une fonction de performance définissant la défaillance du système,
- Le calcul des indicateurs, de fiabilité, qui vont fournir une évaluation quantitative et qualitative de la fiabilité de celui-ci.
-

3.4 Choix des variables aléatoires de base

La sélection des variables aléatoires est une étape cruciale pour le modèle fiabiliste qui nécessite une connaissance fine du système étudié.

Les enjeux, à ce stade, sont de :

- Préciser les paramètres incertains (appelés variables aléatoires de base) ;
- Quantifier la variabilité de ces paramètres.

a. Variable aléatoire

Définis comme aléatoires pour tenir compte des incertitudes qui planent sur leur valeur. On les appelle alors variables aléatoires et on leur affecte une loi de probabilité qui décrit leur variabilité, on caractérise généralement les lois de probabilité par valeur moyenne, écart-type et le coefficient de variation.

b. Variance

La variance est une mesure servant à caractériser la dispersion d'un échantillon ou d'une distribution. Elle indique de quelle manière la variable aléatoire sa dispersion autour de sa moyenne. Elle est définie comme l'espérance du carré de la distance de X à sa moyenne.

$$\text{Var}(X) = E[(X - \mu)^2] \quad (3.1)$$

c. Moyenne arithmétique

La moyenne est le quotient de la somme de toutes les valeurs ni de cette série par l'effectif total N donnée par :

$$\mu(X) = \sum \frac{ni}{N} \quad (3.2)$$

d. Ecart type $\sigma(x)$

L'écart type est une mesure de la dispersion d'une variable aléatoire ; en statistique, il est une mesure de dispersion de données. Il est défini comme la racine carrée de la variance

$$\sigma(x) = \sqrt{\text{var}(X)} \quad (3.3)$$

e. Coefficient de variation Cv

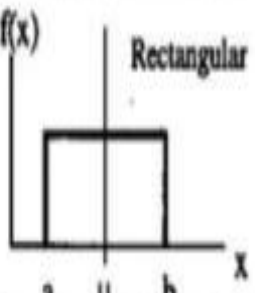
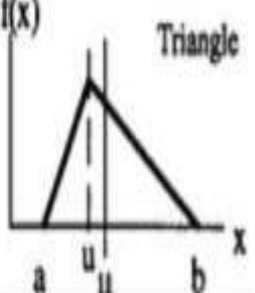
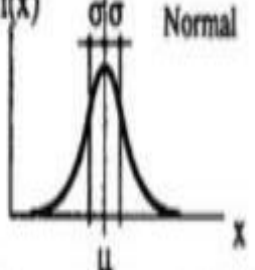
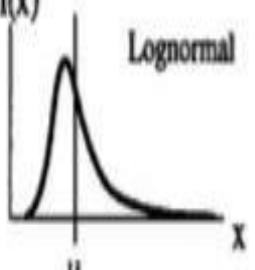
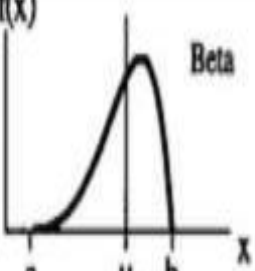
Le coefficient de variation est défini comme le rapport de l'écart type sur la moyenne. Ce facteur adimensionnel caractérise la dispersion intrinsèque de la variable aléatoire

$$C_v = \frac{\sigma(X)}{\mu} \quad (3.4)$$

3.5 Loïs de distribution

Ils existent, dans la littérature, plusieurs types de lois de distribution décrivant les variables aléatoires. Les plus utilisées pour décrire les incertitudes en génie civil sont : loi normale, loi log normale, loi de Weibull. Les caractéristiques, de ces lois, sont données dans le tableau (3.1) ci-dessous [15].

Tableau 3.1 : Principales lois de distribution [15] :

 <p>Rectangular</p>	$-\infty < a < b < +\infty$ $\mu = \frac{a+b}{2}$ $\sigma = \frac{b-a}{\sqrt{12}}$	$a \leq x \leq b$ $f(x) = \frac{1}{b-a}$ $F(x) = \frac{x-a}{b-a}$	
 <p>Triangle</p>	$-\infty < a < b < +\infty$ $\mu = \frac{1}{3}(a+b+u)$ $\sigma = \sqrt{\frac{1}{18}(a^2+b^2+u^2-ab-au-bu)}$	$a \leq x \leq u$ $f(x) = \frac{2}{b-a} \left(\frac{x-a}{u-a} \right)$ $F(x) = \frac{x^2 - 2ax + a^2}{(b-a)(u-a)}$	$u \leq x \leq b$ $f(x) = \frac{2}{b-a} \left(\frac{b-x}{b-u} \right)$ $F(x) = 1 - \frac{x^2 - 2bx + b^2}{(b-a)(b-u)}$
 <p>Normal</p>	$-\infty < \mu < +\infty \quad \sigma > 0$ μ σ	$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right)$ $F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right) dx$	
 <p>Lognormal</p>	λ, ζ $\mu = \exp\left(\lambda + \frac{\zeta^2}{2}\right)$ $\sigma = \mu \sqrt{\exp(\zeta^2) - 1}$	$f(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right)$ $F(x) = \int_0^x \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right) dx$	
 <p>Beta</p>	$-\infty < a < b < +\infty \quad r, s \geq 1$ $\mu = a + (b-a) \cdot \frac{r}{r+s}$ $\sigma = \frac{b-a}{r+s} \sqrt{\frac{rs}{r+s+1}}$	$f(x) = \frac{\Gamma(r+s)}{\Gamma(r)\Gamma(s)} \frac{(x-a)^{r-1}(b-x)^{s-1}}{(b-a)^{r+s-1}}$ $F(x) = \frac{\Gamma(r+s)}{\Gamma(r)\Gamma(s)} \int_a^x \frac{(u-a)^{r-1}(b-u)^{s-1}}{(b-a)^{r+s-1}} du$	

3.6 Choix de la fonction de performance

Il s'agit là de construire un scénario de défaillance du système, autrement dit : préciser l'état limite au-delà duquel notre système n'est plus considéré comme fiable. Ces états limites correspondent principalement à des exigences en termes de tenue mécanique ou d'aptitude au service. Un critère de défaillance est défini à l'aide d'une fonction d'état limite, notée G , et qui dépend des variables aléatoires du modèle. Par convention, on définit le domaine de sûreté D_s et le domaine de défaillance D_f [16], comme le montre la figure 1.

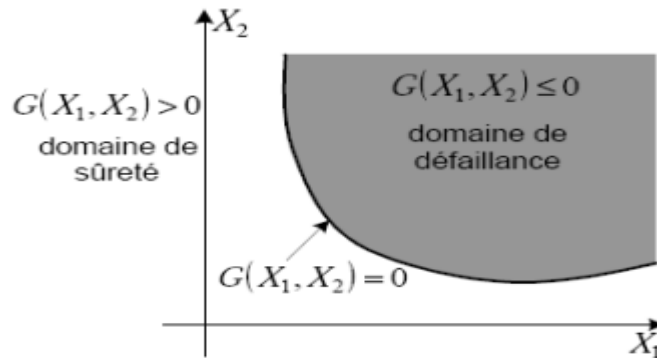


Figure 3.1: Domaines de sûreté et de défaillance dans le cas de deux variables aléatoires

Les points essentiels concernant le critère de défaillance sont les suivants :

- Le choix de la fonction de performance se doit d'être dicté par la cause physique de la défaillance de façon à en obtenir une représentation réaliste.
- Si la forme du critère est généralement du type :

$$G = R - S \quad (3.5)$$

Avec

R : une caractéristique de résistance

S : une donnée relative à la sollicitation appliquée.

Il faut noter que :

- Une valeur positive de G signifie que les réalisations des variables aléatoires conduisent à une situation de sécurité,
- Une valeur négative signifie qu'elles conduisent à une situation de défaillance.
- La courbe représentant $G = 0$ est appelée courbe d'état limite et que lorsque :
 - ✓ $G(R, S) < 0$: nous sommes dans le domaine de défaillance,
 - ✓ $G(R, S) > 0$: nous sommes dans le domaine de sécurité,
 - ✓ $G(R, S) = 0$: nous sommes entre les 2 domaines soit dans un état limite.

3.7 Indicateurs de fiabilité

La fiabilité d'une structure noté R est conventionnellement définie de la façon suivante:

$$R = 1 - P_f \quad (3.6)$$

Où P_f représente la probabilité de défaillance qui correspond à la probabilité d'avoir une valeur négative d'une réalisation de la fonction d'état G .

On a donc :

$$P_f = (X) \leq 0 \quad (3.7)$$

3.8 Principales approches pour tenir compte des incertitudes [17]

Classiquement, on distingue deux grandes familles de méthodes :

- Les méthodes basées sur des simulations,
- Les méthodes recourant à une approximation.

Parmi les méthodes, de résolution de l'incertitude, disponibles dans la littérature, nous avons choisi d'en présenter deux grandes familles d'approche qui nous paraissent les plus répandues

Dans le calcul de la fiabilité. Ce sont les méthodes suivantes :

- Méthodes à base de simulations : Simulation de monte Carlo,
- Méthodes approchées : Form/Sorm

3.8.1. Méthodes à base de simulations : Simulation de monte Carlo

En mathématiques, on appelle méthodes de Monte-Carlo (Schneider, 1997), les techniques permettant d'évaluer une quantité déterministe à l'aide de l'utilisation de tirages aléatoires. C'est de cette idée de recours au hasard que vient la dénomination «Monte-Carlo», par allusion au célèbre quartier de Monaco réputé pour son casino. Il s'agit là, de la technique la plus ancienne et la plus intuitive d'évaluation de la probabilité de défaillance. Basée sur l'application de la loi des grands nombres, elle consiste à déterminer un estimateur de la probabilité de défaillance par succession de tirages aléatoires indépendants.

Cette méthode, consiste à déterminer un estimateur P_f par succession de tirages aléatoires indépendants. On réalise ainsi un nombre N_t important de tirages des variables aléatoires en accord avec leur loi de distribution conjointe (loi Log Normal, loi Normal, poisson ... etc.). La figure 3.1 illustre le principe de la méthode de Monte-Carlo.

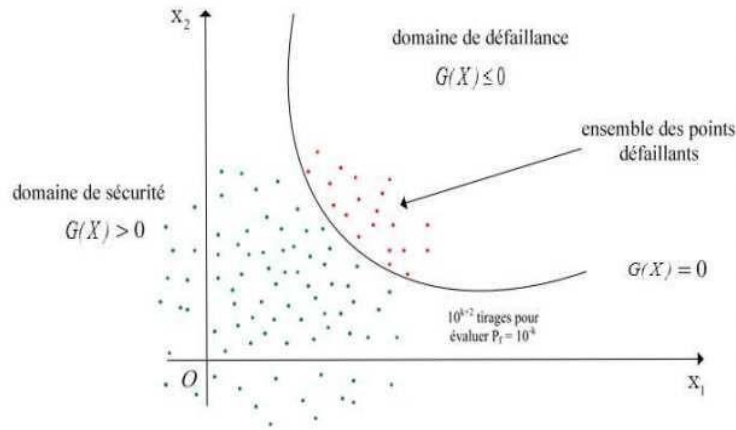


Figure 3.2: Schéma d'illustration de la méthode de Monte-Carlo dans l'espace physique (X₁, X₂)[18]

Les valeurs des variables de base (le vecteur {X} qui représente le vecteur {A}, accélération de zone sismique) sont échantillonnées aléatoirement en fonction des distributions de probabilité de {A}. Le nombre de tirage N sortant dans le domaine de défaillance D_f, c'est-à-dire le nombre de tirage satisfaisant la condition de G(x) ≤ 0, est identifié. La probabilité de défaillance P_f est alors :

$$P_f = \int_{G(x) \leq 0} f_x(x) dx_1 \dots \dots \dots dx_n = \int_{D_f} f_x(x) I_{G(x) \leq 0}(x) dx_1 \dots \dots \dots dx_n \quad (3.8)$$

Ou $f_x(x)$ est la densité conjointe de probabilité du vecteur aléatoire X et D_f le domaine d'intégration. La fonction I_d est une fonction d'indicateur le domaine de défaillance

Avec

$$I_d = 1 \text{ si } G(x) \leq 0$$

$$I_d = 0 \text{ si } G(x) > 0$$

Pour N_t simulation des vecteurs aléatoires X, la probabilité de défaillance p_f est approchée par la moyenne des p_i = I_{G(x) ≤ 0}(x_i)

On en déduit alors la probabilité de défaillance par un traitement statique direct :

$$P_f = \frac{\sum_{i=1}^{N_t} I_d}{N_t} \quad (3.9)$$

Avec

N_t : nombre de tirage effectué.

3.9 Application à un réseau d'eau potable

Dans ce qui suit, nous allons nous intéresser à l'analyse fiabiliste du réseau d'alimentation en eau potable présenté et étudié dans le chapitre 2. Nous rappelons que ce réseau est constitué de deux mailles et un réservoir (voir figure 3.3).

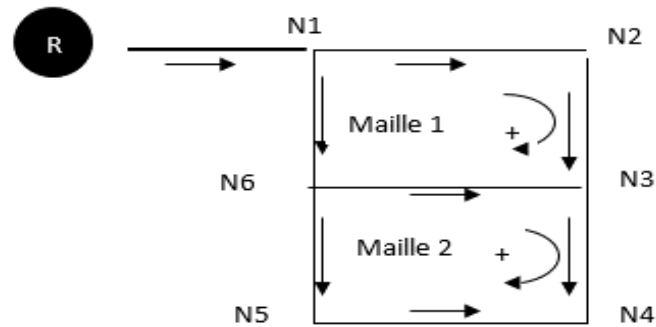


Figure 3.3 : schéma du réseau maillé

3.9.1 Organigramme de calcul

L'organigramme de la figure (3.4) illustre la procédure de calcul de la probabilité de défaillance d'un réseau d'alimentation en eau potable de type réseau maillé, par la méthode de Monte Carlo.

- Après lecture des données géométrique et hydraulique du réseau (voir tableau 2.2)
- Le programme génère des variables aléatoires selon les lois définies pour chaque paramètre,
- Le programme calcule, pour chaque tirage, les pressions maximales, les pressions minimales, les vitesses maximales et les vitesses minimales. Une macro est élaborée en Visual Basic pour effectuer les calculs.
- Un test de défaillance est effectué pour localiser les dysfonctionnements,
- Enfin le programme estime la probabilité de défaillance.

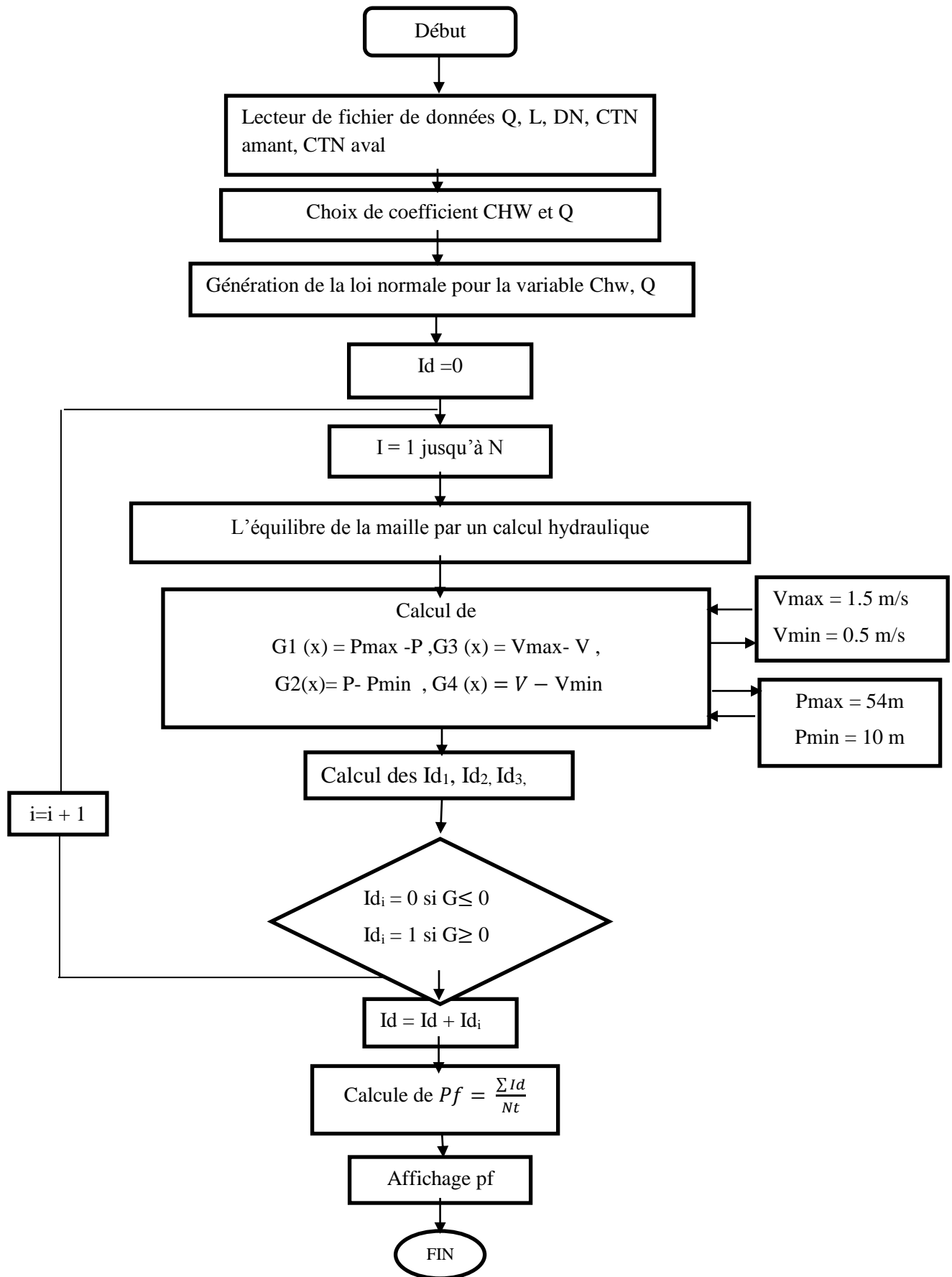


Figure 3.4: Organigramme de calcul de la probabilité de défaillance du réseau d'AEP maillé par la méthode de Monté Carlo.

3.9.2 Étapes de génération de la variable aléatoire sous Excel

- ❖ **Etape 1** : commandes sur Excel → données → utilitaire d'analyse

Une boîte de dialogue apparaît (figure 3.6) : sélectionné Génération de nombres aléatoires.

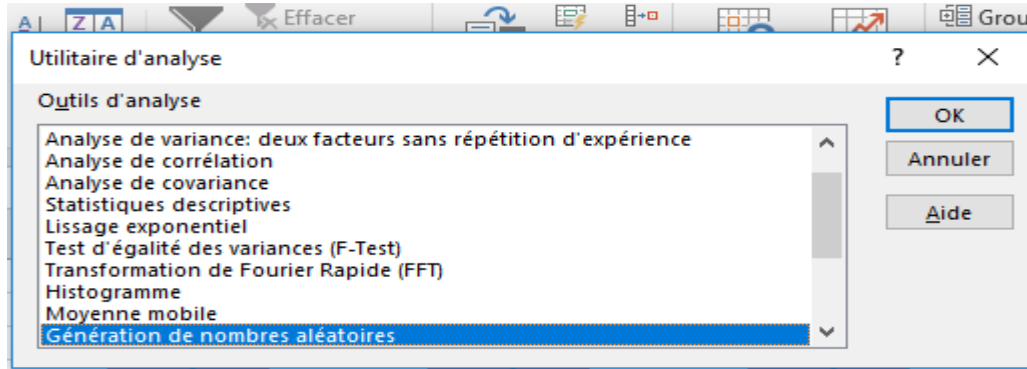


Figure 3.5 : Génération d'une variable aléatoire

- ❖ **Etape 2**: Introduire le nombre de variables aléatoires à générer, le nombre d'échantillons à générer, choisir la loi de distribution, les paramètres de la variable aléatoire (moyenne, écart-type) (Figure 3.6) :

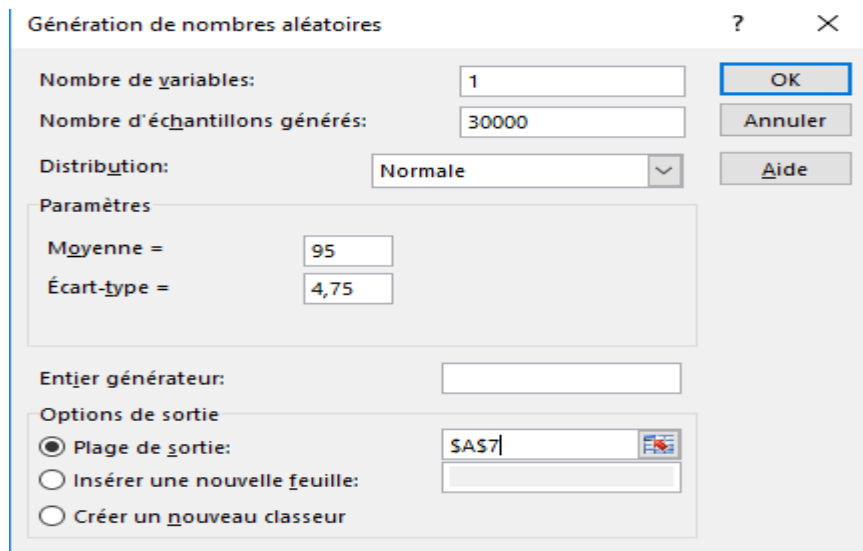


Figure 3.6 : Introduction des paramètres de la variable aléatoire

- ✚ **Etape 3** : Un échantillon des résultats obtenus pour la génération d'une loi normale sont représentés dans le tableau suivant pour les deux variables CHW et débit Q :

Tableau 3.2 Extrait du résultat de génération de la loi normale sur Microsoft Excel.

CHW	Q(l/s)
108,1230809	2,437626285
100,4237341	2,619293304
95,88620368	2,135563199
79,76019982	2,496653059
115,8239612	2,483186285
86,28290256	2,763873972
88,90665039	2,404039214
89,82106432	3,188482942
123,9283389	2,737073436
103,4450608	2,48739554
89,30168032	2,828401484
126,9137871	2,43797303
83,19990651	3,198694294
86,83637215	2,187800027

3.9.3 Choix des variables aléatoires

La modélisation, d'un réseau maillé, est affectée par de nombreuses incertitudes, dont il est difficile d'estimer quantitativement les variabilités associées. Les sources d'incertitudes, retenues dans notre étude, sont relatives aux débits et le coefficient de Hazen-williams. Ces paramètres sont pris comme variables aléatoires dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau (3.5) ci-dessous. Reste donc à préciser leur loi de distribution. Etant donné que l'on travaille avec des données issues de la littérature qui portent sur des valeurs moyennes, il semble plus pertinent de recourir à la loi normale qui fournit les proportions de valeurs comprises dans des intervalles centrés sur la moyenne.

Tableau 3.3: Variables aléatoires et loi de distribution des paramètres.

Paramètre	Loi	Moyenne	Cv
Débit Q	Normale	2.5	10%
CHW	Normale	95	10%

3.9.4 Fonction de densité – fonction de répartition

La fonction de densité et la fonction de répartition de la variable aléatoire Q(débit) sont représentées dans les figures (3.7) et (3.8) pour une loi de distribution normale.

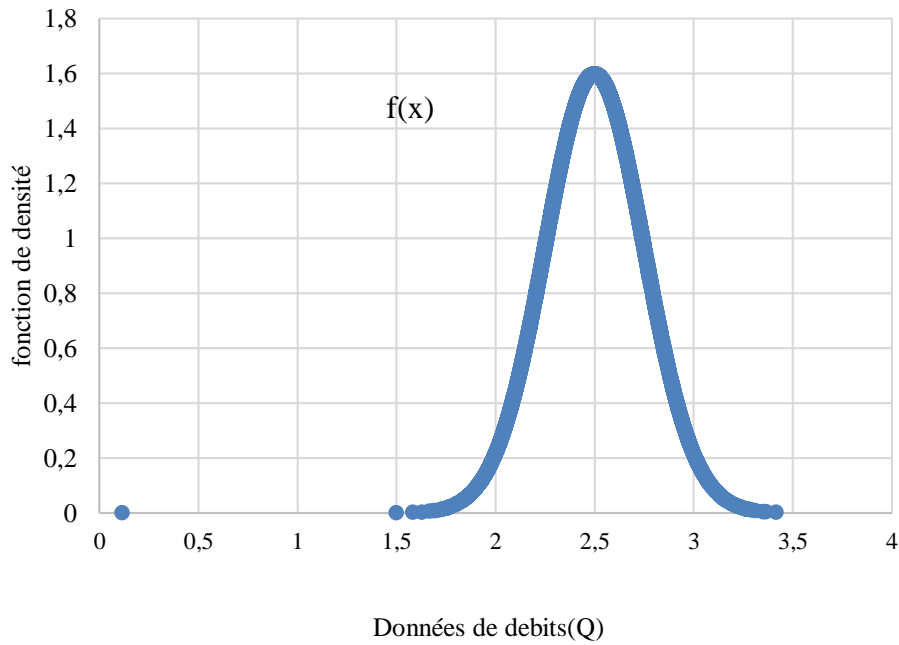


Figure 3.7 : Courbe de la densité de loi normale pour Q=2.5l/s

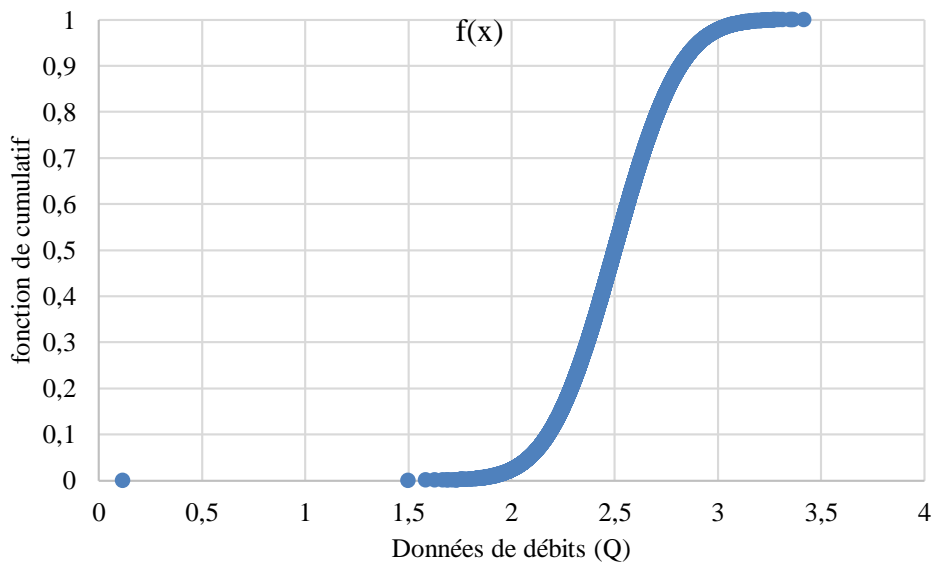


Figure 3.8 : Courbe de cumulation de la loi normale.

3.9.5 Choix de la fonction d'état limite

Si l'on désire estimer la probabilité de défaillance de notre réseau maillé, nous devons définir l'état limite au-delà duquel le système physique n'est plus considéré comme fiable. Pour définir cette fonction d'état limite, nous devons considérer le modèle mécanique de notre

réseau. Autrement dit, nous devons identifier tous les modes de défaillance possibles. Ainsi, pour chaque mode de défaillance, il faudra définir une fonction d'état limite G.

Avec :

$$G = R - S \quad (3.5)$$

R : une caractéristique de résistance,

S : une donnée relative à la sollicitation appliquée.

Ainsi, en considérant le comportement hydraulique de notre réseau maillé, les fonctions d'état limites sont dictées par les conditions de service normales d'un réseau de distribution en eau potable. Le réseau maillé est considéré stable si :

$$\text{Conditions normales de pression} \begin{cases} G_1 = P_{\max} - P \\ G_2 = P - P_{\min} \end{cases} \quad (3.11)$$

$$\text{Conditions normales de vitesse} \begin{cases} G_3 = V_{\max} - V \\ G_4 = V - V_{\min} \end{cases} \quad (3.12)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement dans la conduite ;

V_{max} : vitesse maximale = 1.5 m/s

V_{min} : vitesse minimale = 0.5 m/s

P_{max} : pression maximale au nœud.

P_{min} : pression minimale au nœud.

3.10 Résultats et discussions

Pour étudier l'influence de chaque variable aléatoire sur la probabilité de défaillance du réseau, nous avons considéré dans un premier temps chacune des variables séparément. En deuxième temps, nous analysons l'effet combiné des deux variables.

- **Variable aléatoire Q(l/s)**

Le tableau 3.4 illustre les résultats de la probabilité de défaillances pour les 04 scénariétudiés, en considérant comme variable aléatoire uniquement le débit Q. Les résultats sont illustrés par la figure (3.9). Nous constatons que la probabilité de défaillance augmente avec le coefficient de variation Cv quelle que soit la fonction d'état. En considérant le fonction d'état G₂ en pression minimale, la défaillance du système est obtenue à partir de Cv = 5% la probabilité de défaillance dépasse la probabilité admise (P_{adm}=10⁻³). Ce résultat est

prévisible car dans l'analyse déterministe cette pression min était à la limite de l'admissible aux nœuds et cette analyse fiabiliste a mis en évidence ces inquiétudes. Par conséquent, le critère de Pmin est très sensible à la variabilité aléatoire du débit.

Aussi, il y'a lieu de constater que lorsque $CV < 10\%$ il n'a aucune défaillance pour les critères de Pmax et à 20% il n'ya aucune défaillance pour le critère Vmax et à 5 % il n'a aucune défaillance pour le critère Vmin, par contre lorsque $CV > 5\%$ il y'a défaillance pour Vmin, à 10%. IL y'a défaillance pour Pmax et à 25% il y a défaillance pour Vmax. Le critère de Vmax est moins sensible) la variabilité du débit.

Tableau3.4 : Valeur de Pf en fonction de Cv (Q aléatoire)

Cv	Pf			
	G ₁ (Pmax)	G ₂ (Pmin)	G ₃ (Vmax)	G ₄ (Vmin)
5%	0,0000	0,2532	0,0000	0,0000
10%	0,0000	0,3719	0,0000	0,0017
15%	0,0018	0,4152	0,0008	0,0287
20%	0,0142	0,4327	0,0096	0,0749
25%	0,0405	0,4506	0,0305	0,1253

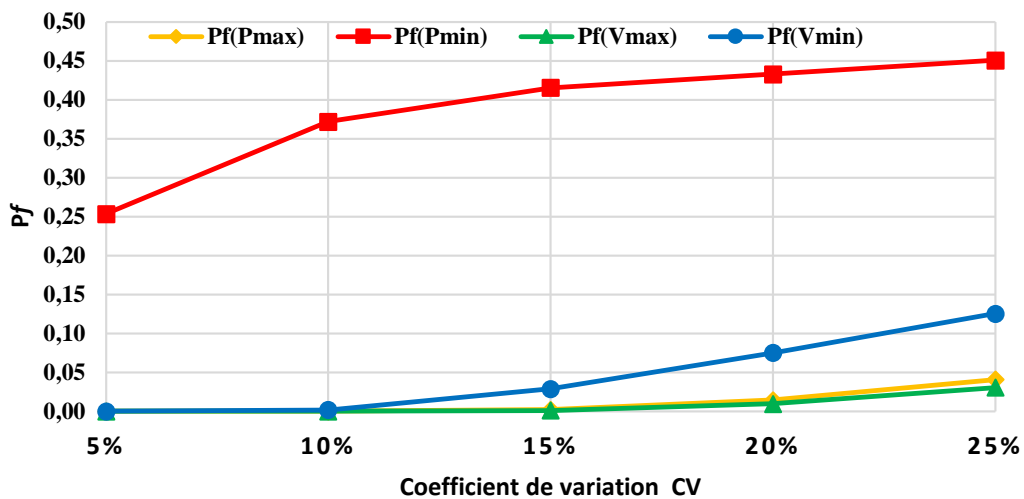


Figure 3.9: Courbe de probabilités Pf en fonction de Coefficient de variation Cv (Q aléatoire)

- **Variable aléatoire CHW**

Le tableau 3.5 illustre les résultats de la probabilité de défaillances pour les 04 scénarii étudiés, en considérant dans un second temps, comme variable aléatoire uniquement le coefficient de Hazen-Williams CHW. Les résultats sont illustrés par la figure (3.10). Nous constatons à travers ces résultats qu'en considérant le critère en pression minimale, nous

obtenons des probabilités de défaillance importante $P_f > P_{fadm}$. Cette probabilité augmente au fur et à mesure qu'on augmente le Cv. Nous notons également que les probabilités de défaillance obtenues en considérant la variable aléatoire CHW sont moins élevées à celle obtenues dans le cas de la variable aléatoire débit Q. Autrement dit, la Pmin est plus sensible à l'incertitude sur le débit. Chose qui est logique à notre sens. Aussi, il y'a lieu de constater que lorsque $CV < 15\%$ aucune défaillance pour les critères de Pmax, Vmax et Vmin, par contre il y'a défaillance lorsque $CV > 20\%$ pour les critères Pmax et Pmin.

Tableau3.5 : Pf obtenu pour CHW aléatoire

Cv	Pf			
	G ₁ (Pmax)	G ₂ (Pmin)	G ₃ (Vmax)	G ₄ (Vmin)
5%	0.0000	0,2629	0.0000	0.0000
10%	0.0000	0,3752	0.0000	0.0000
15%	0.0000	0,4169	0.0000	0.0000
20%	0,0249	0,6424	0,0249	0,0249
25%	0,0011	0,4481	0.0000	0.0000

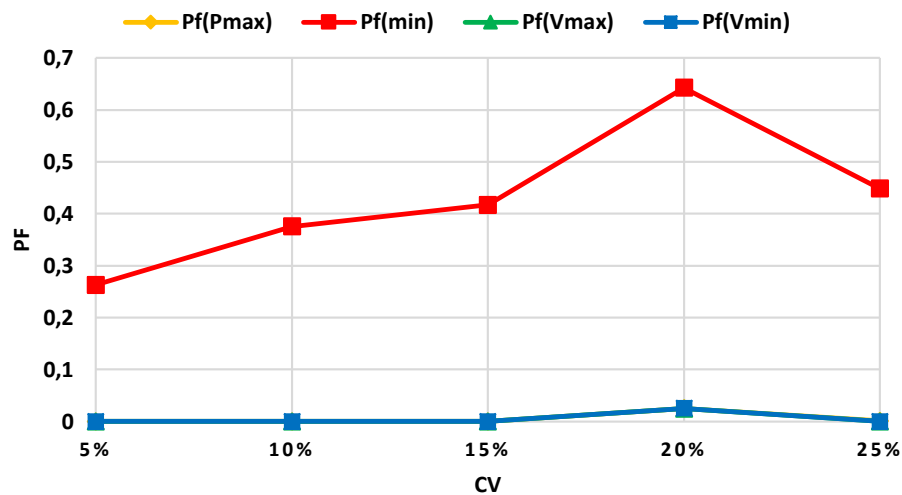


Figure 3.10 : Courbe de probabilités Pf en fonction de Coefficient de variation Cv (CHW aléatoire)

- **Variables aléatoires Q et CHW**

Le tableau (3.6) illustre les résultats de la probabilité de défaillances pour les 04 scénariétudiés, en considérant l'effet combiné des deux variables aléatoires ; à savoir le coefficient de Hazen Williams CHW et le débit Q. Nous constatons à travers cette figure qu'en considérant le critère en pression maximale, nous obtenons des probabilités de défaillance faibles.

Aussi, il y'a lieu de constater que la défaillance est totale pour le critère de Pmin. Lorsque $Cv < 15\%$ la défaillance est enregistrée pour tous les critères. Les résultats montrent la sensibilité des critères considérés à la variabilité du débit et de CHW.

Tableau 3.6: Pf obtenu pour CHW et débit (Q) (aléatoire)

Cv	Pf			
	G ₁ (Pmax)	G ₂ (Pmin)	G ₃ (Vmax)	G ₄ (Vmin)
5%	0.0000	0,3246	0.0000	0.0000
10%	0,0001	0,4057	0,0000	0,0017
15%	0,0056	0,4427	0,0009	0,0268
20%	0,0286	0,4552	0,0085	0,0749
25%	0,0655	0,4625	0,0281	0,1265

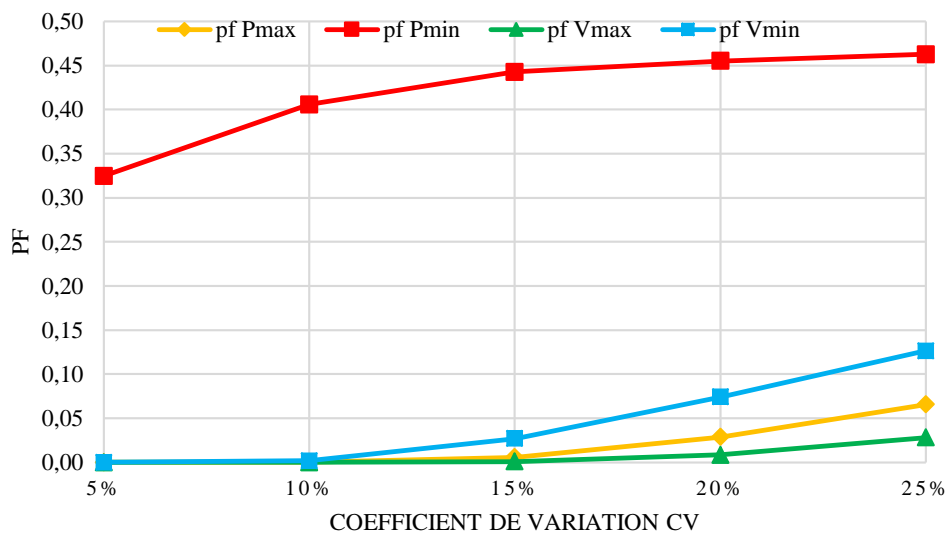


Figure 3.11 : courbe de probabilités Pf en fonction de Coefficient de variation Cv (CHW et Q) aléatoire

3.11 Calcul d'optimisation

Compte tenu du fait que les probabilités de défaillance obtenues sont très élevées notamment en termes de pression minimale Pmin, nous proposons dans ce paragraphe une optimisation du réseau. Pour obtenir un réseau fiable avec une probabilité cible de $Pf = 10^{-3}$, nous avons cherché à trouver quelle serait la cote trop pleine idoine du réservoir. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau 3.7 ci-après :

Tableau 3.7 : Calcul d'optimisation

Cv	Pf			
	G1(Pmax)	G2(Pmin)	G3(Vmax)	G4(Vmin)
5%	0,0001	0,0007	0,0000	0,0000

Les résultats montrent que pour une probabilité cible de 0.001, il est nécessaire de surélever le réservoir de 1.10. La surélévation du réservoir a eu pour conséquence l'augmentation de la pression dans tous les nœuds. Ceci a engendré dans certains nœuds pression maximale qui dépasse la limite fixée au préalable qui est de l'ordre de 54m. Par contre en termes de pression minimale, vitesse maximale et minimale, tous les nœuds du réseau sont vérifiés (tableau 3.8). Compte tenu de cette augmentation de la pression nous proposons donc d'augmenter la pression maximale admise jusqu'à une valeur de 60.

Tableau 3.8 : Récapitulation : le réservoir surélevé à 15.10 m

Tronçons	DN (mm)	L(m)	Q (l/sec)	Rij	DH (m)	V (m/s)	CTN amont (m)	CTN aval(m)	H amont (m)	H aval(m)	P Amont (m)	Paval (m)
R-1	60	200	2,50	1,15	6,30	0,88	130,00	87,81	145,10	138,80	15,10	50,99
Maille 01												
N1-N2	40	160	0,93	6,66	5,77	0,74	87,81	93,63	138,80	133,03	50,99	39,40
N2-N3	30	68	0,43	11,49	2,41	0,61	93,63	101,00	133,03	130,61	39,40	29,612
N1-N6	50	56	1,57	0,79	1,82	0,80	87,81	101,50	138,80	136,98	50,99	35,48
N6-N3	40	207	0,85	8,61	6,36	0,68	101,50	101,00	136,98	130,61	35,48	29,612
Maille 02												
N3-N4	30	70	0,43	11,83	2,47	0,61	101,00	116,00	130,61	128,14	29,61	12,145
N6-N5	30	50	0,55	8,45	2,81	0,78	101,50	117,00	136,98	134,17	35,48	17,17
N5-N4	30	197	0,40	33,29	6,02	0,56	117,00	116,00	134,17	128,14	17,17	12,145

3.12 Conclusion

L'analyse fiabiliste d'un réseau de distribution (maillé) a été conduite dans ce chapitre, en considérant la variabilité aléatoire du débit et de la rugosité des conduites CHW (long terme et court terme). La loi normale est adoptée pour générer ces variables aléatoires à partir des valeurs moyennes $Q=2.5l/s$ et $CHW = 95$ et 136 . Les fonctions d'état limites sont dictées par les conditions de service normales d'un réseau de distribution en eau potable ; à savoir les pressions maximales et minimales et les vitesses maximales et minimales. La probabilité de défaillance est évaluée par la méthode classique de Monté Carlo, pour un nombre de tirage arrêté à 30000 valeurs. Le réseau a été simulé à long terme et vérifié à court terme. Les

résultats ont mis en évidence la sensibilité du critère de pression et des vitesses à la variabilité aléatoire des paramètres. Une défaillance totale a été enregistrée pour la pression minimale. A cet effet, et pour avoir un réseau fiable avec une probabilité cible de $P_f = 10^{-3}$, une étude d'optimisation est effectuée et a conduit à la surélévation du réservoir de 1.10 m et par conséquent à l'augmentation de la pression maximale admissible à 60m.

Le calcul finaliste est une démarche qui devient de plus en plus présente dans le domaine des sciences de l'Ingénieur. En effet pour palier au principal inconvénient de la démarche déterministe, à savoir la non connaissance du risque encouru à travers l'introduction des coefficients de sécurité on fait appel à l'approche fiabiliste qui permet d'estimer ce risque en calculant la probabilité de défaillance.

A travers l'étude présentée dans ce mémoire, nous avons essayé d'appliquer la démarche finaliste sur un projet lié aux sciences de l'hydraulique. Précisément, nous avons analysé un réseau maillé constitué d'un réservoir et de deux mailles. La formule de Hazen-Williams est adoptée pour le calcul des pertes de charges. Pour le calcul des débits de dimensionnement la méthode d'Hardy- Cross a été utilisée.

Dans un premier temps, nous avons effectué une analyse déterministe de notre réseau. Ceci a révélé que des incertitudes sur le réseau en termes de rugosité et même de débit peuvent impacter directement les pressions de service aux nœuds. Ceci nous a ramener à nous poser la question de savoir quel est l'impact de ces incertitudes sur le fonctionnement du réseau.

C'est pourquoi dans un second temps, nous avons effectué l'analyse fiabiliste de notre un réseau de distribution en considérant la variabilité aléatoire du débit et de la rugosité des conduites CHW et cela à long terme et à court terme. La loi normale est choisi pour modéliser l'incertitude sur ces variables aléatoires en prenant respectivement comme valeurs moyennes $Q=2.51/s$ et $CHW = 95$ et 136 . Afin de définir l'état de défaillance de notre réseau, nous avons considéré les conditions de service normales d'un réseau de distribution en eau potable à savoir : les pressions maximale et minimale et les vitesses maximale et minimale. C'est ainsi que nous avons défini quatre fonctions d'état limite. La probabilité de défaillance est évaluée par la méthode de simulation de Monté Carlo. Le nombre de tirage retenu est de 30000 valeurs.

Le réseau objet de cette étude a été simulé à long terme et vérifié à court terme. Les résultats ont mis en évidence la sensibilité du critère de la pression minimale. En effet la probabilité de défaillance obtenue est de l'ordre 0,3246. En considérant la probabilité de défaillance minimale admise pour les structures de génie civil qui est de l'ordre de 10^{-3} , notre réseau est considéré comme défaillant. Afin de remédier à cette défaillance, nous avons modifié la conception de notre réseau et ce dans le but d'aboutir à cette probabilité de défaillance cible. Cette modification a consisté à surélever le réservoir d'une hauteur égale à 1.1 m afin d'augmenter les pressions minimales.

Cependant, ceci a eu pour conséquence bien évidemment l'augmentation des pressions maximales qui ont dépassé la valeur limite fixée initialement de l'ordre de 54 m d'eau. Ce dépassement de la pression maximale fixée initialement peut ne pas être considéré comme une

défaillance puisque c'est un paramètre qui dépend du cahier des charges du projet à exécuter.
Dans notre cas, nous proposons 60 m comme valeur limite.

- [1] **DUPONT André**. 'Hydraulique urbaine : Hydrologie-captage et traitement des eaux', Eyrolles, 1981.
- [2] **LENCASTRE Armando**, 'Hydraulique générale', édition Eyrolles, 1999.
- [3] **CARLIER Michel** 'Hydraulique générale et appliquée', édition Eyrolles, 1972.
- [4] **DUPONT André**, 'Hydraulique urbaine ouvrage de transport', Evaluation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, Paris, 1979.
- [5] **ROSSI Gianfranco** 'Interpolation de la formule de Colebrook pour l'application de la méthode de Hardy Cross aux réseaux de distribution d'eau', La Houille Blanche, no 8, p 553-556, 1984.
- [6] **BEDJAOUI A. et ACHOUR B**, 'Détermination des débits en route dans un réseau maille par la méthode du modèle rugueux de référence' (mmr), 2015.
- [7] **PEYRAUT François et LABED Nadia**, 'Préservation de l'orientation et convergence de Newton-Raphson avec le modèle hyper élastique compressible de Blatz-Ko, Revue Européenne des Eléments', vol. 10, no 5, p. 595-605, 2001.
- [8] **LADREM Louiza, LADREM Farid, LADJ Brahim**, 'Calcul automatique d'un réseau maillé de distribution d'eau potable par la méthode de HARDY-CROSS', Thèse de master, Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 1998.
- [9] **HUBERLIANT B et LIOT G**, 'Calcul et optimisation des réseaux de distribution d'eau'. Projet de Fin d'Etude, Université Catholique de Louvain, 1984.
- [10] **AZENCOTT Robert**, 'Formule de Taylor stochastique et développement asymptotique d'intégrales de Feynmann In : Séminaire de Probabilités XVI' 1980/81 Supplément : Géométrie Différentielle Stochastique. Springer, Berlin, Heidelberg, p, 237-285, 1982.
- [11] **BONNIN Jacques**, 'Hydraulique urbaine' : 'appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance', Paris, : Eyrolles, 1977.
- [12] **LEVI R**, 'Calculs probabilistes de la sécurité des constructions, In' : Annales des Ponts et Chaussées, 1949.
- [12] **AMEDDAH Salem**, 'Approche fiabiliste appliquée à la stabilité des talus', Thèse de mémoire, Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 2015.
- [13] **LEMAIRE M, CHATEAUNEUF A, et MITTEAU J C**, 'Structural Reliability', ISTE Ltd & John Wiley & Sons. Inc, Chapter Products of reliability analysis, 2009.
- [14] **DITLEVSEN Ove et MADSEN Henrik O**, 'Structural reliability methods', New York, Wiley, 1996.
- [15] **SCHNEIDER Jörg**, 'Introduction to safety and reliability of structures', Iabse, 2006.
- [16] **LYONNET Patrick, TOSCANO Rosario, MAISONNEUVE, P et al**, 'Modélisation de la fiabilité des macro-composants mécanique à partir de modèles mathématiques et de réseaux

de neurones, comparaisons des méthodes. In' : 24. Machinery vibration seminar, p. 372-385,2006.

[17] **LEMAIRE Maurice, CHATEAUNEUF Alaa, et MITTEAU Jean-Claude**, 'Fiabilité des structures : couplage mécano-fiabiliste statique', Hermès Science Publications, 2005.

[18] **MAYNADIER Jérôme**, 'Approches statistiques et fiabilités en dynamique des structures', Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliquées de Toulouse,2003.

[19] **DEHMOUS Hocine**, 'Fiabilité et micromécanique des matériaux composites' : application à la passerelle de Laroin, Thèse de doctorat, Toulouse, INPT, 2007.

[20] **KREUZER Harald**, 'The use of risk analysis to support dam safety decisions and management. In' : ICOLD 20th Congress, Beijing, 2000.

[21] **EUROCODE 2**, JCSS, JCSS. Probabilistic model code. Joint Committee on Structural Safety, vol. 601, 2001.

En premier lieu, nous remercierons dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce projet de fin d'études.

Nos remerciements s'adressent également à tous les enseignants de la promotion CHA pour la qualité de leur enseignement, leur générosité et la grande patience à notre égard.

On tient à remercier tous les membres du jury pour avoir accepté de juger ce travail. Enfin, nous remercions tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin à la bonne réalisation de ce mémoire.

En fin, nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.