

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 GUELMA Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Hydraulique

Option : HYDRAULIQUE URBAINE

Présenté par : DERBAL Ibtissem

**Thème : ALIMENTATION EN EAU POTABLE DU POS
N°07 DE LA VILLE D'OUED-ZENATI**

Sous la Direction de : Dr BENZANNACHE Naziha

Juin 2022

Remerciements

Après avoir rendu grâce à Dieu le tout-puissant et le miséricordieux de m' avoir accordé le courage et la volonté pour accomplir ce travail, je tiens à remercier chaleureusement tous ceux qui de près ou de loin ont participé à la rédaction de ce mémoire.

Ce travail n'aurait pas pu être achevé sans l'aide et l'encadrement du Docteur **BENZANNACHE N**, je tiens à la remercier pour sa patience, sa rigueur, son attention et surtout pour sa disponibilité

Je remercie vivement Mme **DORBANI M** pour son soutien et ses encouragements depuis le début de ce parcours

Professeur **MANSOURI Rachid** qui a toujours fait preuve de bienveillance, ainsi que tous les enseignants qui m'ont accueilli après toutes ces années avec leurs soutiens et leurs encouragements chose qui m'a touché profondément

Je ne remercierai jamais assez mon neveu **SALEM Abdeljalil** étudiant au département de math et informatique qui me conduisait chaque matin vers la réalisation de ce rêve tant attendu

Ma fille **MALAK** qui malgré son jeune âge m'a beaucoup soutenu, a pris soin de ma petite famille en mon absence m'a encouragé avec des paroles qui dépassent son âge et un regard plein de fierté, ainsi que mon fils **AMIR** et mon mari **FARES** ;

M^r **RAHMANI A.S.** du bureau d'études **BESTHyd** ainsi que mon collègue **BENCHETTAH Rafik** qui m'ont apporté une aide très précieuse et qui ont fait preuve d'une grande générosité ;

Je remercie ma nièce chérie **RAYANE** qui a mis sa touche finale sur ce mémoire

À vous tous je vous présente mes reconnaissances les plus sincères et mes chaleureux remerciements . . .

Dédicace

A moi et moi seule je dédie ce travail...
parce que je le mérite bien...

Résumé

ملخص:

خلال مذكرة التخرج هذه قمنا بدراسة نظام التزويد بالماء الشروب لمخطط شغل الاراضي رقم 07 بدائرة وادي الزناتي.

وقد تمت الدراسة على ستة مراحل أساسية: التعريف بالموقع وتقدير الاحتياجات، حساب قنوات الإيراد وحجم الخزان، ثم حماية القنوات من ضربة الحمل مرورا باختيار المضخات، لنصل أخيرا إلى حساب شبكة التوزيع.

الكلمات المفتاحية: ضخ، ضربة الحمل، إمداد، الماء الشروب، مضخة، التوزيع

Résumé

Dans ce projet nous avons effectué une étude du système d'alimentation en eau potable du POS N° 07 de la Daira d'OUED-ZENATI, wilaya de Guelma.

L'étude a été menée sur six étapes principales : la présentation du site et l'estimation des besoins, le dimensionnement du réservoir de stockage, l'adduction, le choix des pompes, protection des conduites contre le phénomène du coup de bélier et enfin le dimensionnement du réseau de distribution.

Les mots clés : pompage, coup de bélier, adduction, alimentation, pompe, distribution.

Summary

In this memory of end of study, we discussed the general design of a system of drinking water supply to the POS N°07 from town of OUED-ZENATI city of GUELMA.

The study was conducted on six main steps: the presentation of the site and the estimation of needs, sizing of storage tanks, the water supply, the choice of pumps, protection of pipes against the phenomenon of water hammer and dimensioning of the distribution network.

Key words: pumping, water hammer, adduction, pump, distribution.

Table des matières

Remerciements.....	1
Dédicace.....	
Résumé.....	
Liste des figures	
Liste des tableaux.....	
Liste des abréviations.....	
INTRODUCTION GENERALE	1

Chapitre I : Estimation Des Besoins En Eau

Estimation Des Besoins En Eau.....	3
I.1. Introduction :	4
I.2. Présentation générale de la ville d'Oued-Zenati :.....	4
I.2.1. Situation géographique :.....	4
I.3. Analyse spatiale de l'aire d'étude P.O.S 07 Oued-Zenati:	4
I.3.1. Analyse du milieu physique :	6
I.3.2. La Climatologie :	6
I.3.3. Topographie :.....	8
I.3.3.1. Les pentes :	8
I.3.4. La Géologie :	9
I.3.5. L'Etude des risques naturels	9
I.3.5.1. Séismicité :	10
I.4. Estimation des besoins en eau potable :.....	10
I.4.1. Usage domestique :.....	10
I.4.1.1. Estimation de la population future :.....	10
I.4.1.2. Calcul du nombre d'habitant actuel :	11
I.4.1.3. Calcul du nombre d'habitant futur :.....	11
I.4.2. Usage public :	12
I.4.2.1. Les pertes d'eau :	14
I.4.3. Variation du débit :	14
I.4.3.1. Débit maximal journalier :.....	14
I.4.3.2. Débit maximal horaire :	15
I.5. Conclusion :	17

CHAPITRE II ADDUCTION DES EAUX

II.1. Introduction :	19
II.2. Types d'adductions :	19
II.2.1. Adduction sans charge :	19
II.2.2. Adduction gravitaire :.....	19

II.2.3. Adduction par refoulement :	20
II.2.4. Adduction mixte (refoulement – gravitaire) :	20
II.3. Choix du tracé :	21
II.4. Le Choix du type de tuyau :	21
II.5. Les équipements du système d’adduction :	22
II.6. Description du schéma d’adduction :	22
II.7. Calcul hydro-économique et choix du diamètre :	23
II.7.1. Calcul du diamètre économique :	23
II.7.2. Calcul de la vitesse :	25
II.7.3. Calcul des pertes de charge :	25
II.7.3.1. Pertes de charges linéaires :	25
II.7.3.2. Pertes de charges singulières :	27
II.7.4. La hauteur manométrique totale :	28
II.7.4.1. La hauteur géométrique (Hg) :	28
II.7.5. Puissance de pompage :	28
II.7.6. Energie consommée par la pompe :	29
II.7.7. Frais d’exploitation :	29
II.7.8. Frais d’amortissement :	30
II.7.9. Calcul du bilan :	30
II.8. Conclusion :	32

CHAPITRE III RESERVOIRS

III.1. Introduction :	35
III.2. Rôle des réservoirs :	35
III.2.1. Rôle de régulateur et accumulateur:	35
III.2.2. Régulation des pressions :	35
III.2.3. Gain d’énergie au niveau de la station de pompage :	35
III.2.4. Pour briser la charge :	36
III.2.5. Assurer la réserve d’incendie :	36
III.3. Caractéristiques du réservoir :	36
III.4. Type de réservoirs :	36
III.4.1. Les réservoirs surélevés (château d’eau):	36
III.4.2. Les réservoirs au sol :	37
III.5. Emplacement de réservoir :	38
III.6. Matériaux et type de construction des réservoirs :	39
III.6.1. Classification des réservoirs :	39
III.6.1.1. Leur position par rapport au sol :	39
III.6.1.2. Leur forme :	39

III.6.1.3. Leur mode de fermeture :	40
III.6.1.4. Selon l'usage :	40
III.6.1.5. Leur matériaux de construction :	40
III.6.1.6. Selon la complexité de la construction :	40
III.7 Choix du type de réservoir :	40
III.8. Qualité de l'eau dans les réservoirs :	41
III.9. Equipements hydrauliques des réservoirs :	42
III.9.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée :	42
III.9.2. Conduite de départ ou de distribution :	43
III.9.3. Conduite de trop-plein :	43
III.9.4. Conduite de décharge ou de vidange :	44
III.9.5. Conduite de By-pass :	44
III.9.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie:	45
III.9.6.1. Le système à deux prises :	45
III.9.6.2. Le système à siphon :	46
III.10. Alimentation des réservoirs :	48
III.10.1 Réservoirs alimentés gravitairement :	48
III.10.2 Réservoirs alimentés pas refoulement:	48
III.12. Détermination des dimensions du réservoir :	52
III.12.1. Diamètre du réservoir :	52
III.12.2. Détermination de la hauteur de la réserve d'incendie :	52
III.13. Conclusion :	52

CHAPITRE IV STATION DE POMPAGE

IV.1. Introduction :	54
IV.2. Définition de la pompe :	54
IV.3. Rôle de la pompe :	54
IV.4. Principes de dimensionnement des stations de pompage :	55
IV.5. Emplacement de la station de pompage :	55
IV.6. Types des pompes:	56
IV.6.1. Pompes volumétriques :	57
IV.6.1.1. Les Avantages et inconvénients :	57
IV.6.2. Les pompes centrifuges :	58
IV.6.2.1. Les avantages et Inconvénients :	58
IV.7. Choix des pompes :	59
IV.8. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe :	59
IV.9. Le point de fonctionnement d'une pompe :	60
IV.9.1. Première variante : modification du temps de pompage:	60

IV.9.2. Deuxième variante : Régulation par étouffement.....	60
IV.9.3. Troisième variante : Rognage de la roue.....	61
IV.9.4. Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation.....	62
IV.10. Etude de la Cavitation.....	62
IV.11. Choix du type des pompes :.....	63
IV.11.1. le Rognage :.....	64
IV.11.2. Puissances utile et absorbée :.....	65
IV.11.3. Etude de la cavitation :	66
IV.12. Conclusion :	66

CHAPITRE V PROTECTION DES CONDUITES CONTRE LE COUP DE BELIER

V.1. Introduction :.....	68
V.2. Définition du coup de bélier :.....	68
V.3. Causes du coup de bélier :.....	68
V.4. Conséquences du coup de bélier :.....	69
V.5. Moyens de protection contre le coup de bélier :	69
V.5.1. Volant d'inertie :	69
V.5.2. Soupape de décharge :.....	69
V.5.3. Réservoirs d'air :	70
V.5.4. Cheminée d'équilibre :.....	71
V.6. Principe :	71
V.7. Méthode de résolution :.....	72
V.8. Principe de calcul du réservoir d'air :	72
V.9. Calculs hydrauliques :.....	72
V.9.1. Données de base :.....	72
V.9.2. Calcul de la dépression et la surpression :	73
V.10. Conclusion :	75

CHAPITRE VI DISTRIBUTION DES EAUX

VI.1. Introduction :	77
VI.2. Classification des réseaux de distribution :.....	77
VI.2.1. Réseau ramifié :	77
VI.2.2. Réseau maillé :.....	78
VI.2.3. Réseau étagé :	78
VI.2.4. Réseau combiné :.....	78
VI.3. Equipement du réseau de distribution :.....	79
VI.3.1. Appareils et accessoires du réseau :.....	79
VI.3.1.1. Les canalisations :.....	79
VI.3.1.2. Robinets vannes :.....	79

VI.3.1.3. Bouches ou poteaux d'incendie :	79
VI.3.1.4. Clapets :	80
VI.3.1.5. Ventouses :	80
VI.3.1.6. Régulateurs de pression :	80
VI.3.1.7. Robinets de vidange (décharge) :	80
VI.3.2. Pièces spéciales de raccord :	80
VI.3.2.1. Les Tés :	80
VI.3.2.2. Les coudes :	80
VI.3.2.3. Les cônes de réduction :	80
VI.4. Choix du type de matériau :	81
VI.5. Choix du tracé :	81
VI.6. Choix du type de réseau :	81
VI.7. Description du réseau de distribution:	82
VI.8. Calcul hydraulique du réseau de distribution :	82
VI.8.1. Hypothèses de calcul :	82
VI.8.1.1. Débit:	82
VI.8.1.2. Vitesse :	83
VI.8.1.3. Pression :	83
VI.8.2. Calcul des débits :	83
VI.8.2.1. Calcul des Débits de pointe :	83
VI.8.2.2. Calcul des débits spécifiques :	83
VI.8.2.3. Calcul des débits en route :	84
VI.8.2.4. Calcul des débits aux nœuds :	84
VI.8.3. Calcul du réseau :	84
VI.9. Calcul des réseaux maillés par le logiciel EPANET :	87
VI.9.1. Présentation du logiciel :	87
VI.9.2. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET :	88
VI.9.3. Modélisation du réseau :	88
VI.9. Conclusion :	95
CONCLUSION GENERALE	96
Références bibliographiques	98
ANNEXE	100

Liste des figures

Figure I-1 : Situation de l'aire de l'étude POS 07	5
Figure I-2 : Diagramme des températures	6
Figure I-3 : Graphe des précipitations moyennes en mm.....	7
Figure I-4 : La rose des vents	8
Figure I-5 : Vue sur le terrain d'étude	9
Figure I-6 : Une autre vue sur le terrain d'étude	9
Figure II-1 : Adduction gravitaire	19
Figure II-2 : Adduction par refoulement	20
Figure II-3 : Adduction mixte (refoulement – gravitaire)	20
Figure II-4 : Schéma de l'adduction.....	23
Figure II-5 : Diagramme de MOODY	27
Figure III-1 : Réservoirs surélevé (château d'eau).....	37
Figure III-2 : Réservoirs semi-enterré.....	38
Figure III-3 : Adduction avec chute libre.....	43
Figure III-4 : Adduction noyée	43
Figure III-5 : La conduite de distribution.....	43
Figure III-6 : Conduite de vidange.....	44
Figure III-7 : Conduite de By-pass.....	45
Figure III-8 : Système à deux prises	46

Figure III-9 : Système à siphon.....	46
Figure III-10 : Diagramme d'équilibre du réservoir	51
Figure IV-1 : le point de fonctionnement d'une pompe	60
Figure V-1 : Soupape de sureté, anti-bélier	70
Figure V-2 : Principe de la disposition d'un réservoir d'air	70
Figure V-3 : Vue en plan d'une cheminée d'équilibre	71
Figure VI-1 : schéma du réseau ramifié	77
Figure VI-2 : Schéma de réseau maillé	78
Figure VI-3 : Schéma de réseau mixte	79
Figure VI-4 : Schéma du réseau	91
Figure VI-5 : Schéma des pressions	93
Figure VI-6 : Schéma des vitesses.....	95

Liste des tableaux

Tableau I-1 : les précipitations moyennes en mm	7
Tableau I-2 : Nombre d'habitants selon les zones d'habitats.....	12
Tableau I-3 : les consommations moyennes par équipement.....	13
Tableau I-4 : les résultats de calcul des besoins en eau globaux.....	14
Tableau I-5 : les valeurs de β_{max} en fonction du nombre de population	16
Tableau I-6 : Récapitulatif des calculs des débits	17
Tableau II-1 : Résultats de calcul pour chaque diamètre	31
Tableau III-1 : Equipements d'un réservoir.....	47
Tableau III-2 : Calcul de la réserve d'équilibre.....	49
Tableau IV-1 : Tension de vapeur d'eau pompée en fonction de la température.	63
Tableau V-1 : Valeurs des caractéristiques de la conduite de refoulement.....	72
Tableau V-2 : les différentes valeurs de K en fonction du matériau.....	73
Tableau VI-1 : Calculs préliminaires des débits.	85
Tableau VI-2 : Etat des nœuds des réseaux.....	91
Tableau VI-3 : Calculs des diamètres et vitesses et pertes de charges.....	93

Liste des abréviations

P : population à l'horizon de l'étude ;

P₀ : population actuelle ;

a : taux d'accroissement démographique moyen ;

n : nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude.

D : dotation journalière [l/j/h].

N_i : nombre d'habitants

Q_{jmax} : consommation maximale journalière [m³/j]

Q_{moyj} : consommation moyenne journalière [m³/j]

D : diamètre de la conduite en mètre

V : vitesse d'écoulement en (m/s) ;

Q : débit transitant dans la conduite en (m³ /s) ;

D_N : diamètre normalisé de la conduite en (m).

J : perte de charge linéaire (m/ml) ;

L : longueur de la conduite (ml) ;

f : coefficient de frottement de DARCY

ε : Coefficient de rugosité

ΔH_L : perte de charge linéaire.

ΔH_s : perte de charge singulière.

ΔH_T : perte de charge totale.

CN_{réservoir} : cote du réservoir

CN station de pompage : cote de la station de pompage

HMT : Hauteur manométrique totale (m).

ω : Egale ($\rho \times g$), poids spécifique du mètre cube de liquide refoulé.

η : le rendement de la pompe en %.

E : Energie consommée par la pompe (kwh).

Pa : puissance absorbée par la pompe (kw).

t : temps de pompage (h)

Fexp : frais d'exploitation (Da).

E : énergie consommée par la pompe (Kwh).

p : prix d'un Kwh

Fam : Frais d'amortissement (Da).

Pu : prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml)

L : Longueur de la conduite (m).

A : Amortissement annuel.

i : Taux d'intérêt annuel (annuité),

n : nombre d'années d'amortissement

VR : volume de réservoir (m³).

Vinc : volume de réserve d'incendie

h : perte de charge engendrée par le vannage (m)

m : Coefficient de rognage.

Ha : hauteur d'aspiration en (m)

ΔH_a : perte de charge à l'aspiration en (m)

P_0 : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m)

T_v : la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée

d : Diamètre de la roue rognée (mm),

D : Diamètre initial de la roue (mm),

q : Débit exigé par le réseau (l/s),

R : Rendement de rognage (%)

m : Coefficient de rognage,

a : Célérité de l'onde de choc [m/s]

K : Coefficient qui dépend du matériau

e : Epaisseur de la conduite [m]

Q_p : Débit de pointe (l/s).

Q_{inc} : Débit d'incendie ;

Q_r : Débit en route (l/s)

Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s/ml) ;

L_i : Longueur de la conduite.

Q_{ni} : Débit au nœud "i".

ΣQ_{conc} : Somme des débits concentrés

INTRODUCTION GENERALE

L'homme moderne est un être très exigeant et on peut dire même qu'il est égoïste dans ses besoins, c'est un grand consommateur qui ne tient compte que de son propre confort, tous ses efforts déployés n'ont qu'un seul but : lui procurer ses besoins vitaux le plus facilement possible ; parmi ses besoins les plus indispensables c'est sa consommation en eau qui ne fait qu'accroître avec un mode de vie qui tend vers le gaspillage de cette denrée de plus en plus rare, c'est pour ça l'alimentation en eau potable des populations est une principale priorité des états. Vu la taille élevée de certaines agglomérations et le nombre sans cesse croissant des consommateurs, la conception de réseaux capables d'assurer la distribution en milieu urbain a rapidement posé des problèmes assez complexes à résoudre.

En Algérie, comme aux autres pays le problème de la satisfaction en eau demeure primordial. L'évaluation de la ressource en eau tant quantitative et qualitative devient une urgence pour répondre aux besoins en eau de l'alimentation en eau potable (AEP), de l'agriculture et de l'industrie. Face à cette situation préoccupante et face aux exigences du progrès que s'imposent les pays en voie de développement, le ministère des ressources en eau (MRE) a programmé plusieurs études en ce sens, que ce soit des extensions des réseaux existants ou la conception de nouveaux réseaux pour des nouvelles agglomérations comme le cas de notre étude.

La présente étude qui a pour but d'assurer les besoins en eau pour une nouvelle agglomération nommé POS 07, est divisées en six chapitres :

- De prime abord, nous donnons une présentation générale du site ainsi que les caractéristiques de la région. Ensuite nous procéderons à l'estimation de la population et des besoins en eaux, et cela dans le but d'établir un bilan des ressources disponibles et des besoins à satisfaire.
- Au deuxième chapitre, le dimensionnement des conduites d'adduction sera effectué en calculant les diamètres optimaux et les plus économiques.
- Le troisième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs de stockage assurant la quantité d'eau nécessaire à l'agglomération à partir de la station de reprise

pour mieux harmoniser l'offre et la demande en eau de la population.

- Le quatrième chapitre traite le choix des pompes à utiliser pour la station de pompages.
- Un cinquième chapitre est nécessaire pour vérifier le phénomène du coup de bélier afin de protéger la conduite d'adduction contre ce dernier.
- Le sixième chapitre sera consacré au dimensionnement du réseau de distribution de la zone d'étude.

Le présent travail sera achevé par une conclusion générale qui résumera les problèmes rencontrés et les solutions proposées.

Chapitre I :

Estimation Des Besoins En

Eau

I.1. Introduction :

Dans le présent chapitre nous allons donner une vue générale sur la zone d'étude qui est le POS 07 (situation géographie, relief, climatologie...etc). On va estimer les besoins en eau de chaque type de consommateur de cette zone, afin de calculer le débit maximal moyen et journalier et le débit horaire maximal.

I.2. Présentation générale de la ville d'Oued-Zenati :

I.2.1. Situation géographique :

La commune d'Oued Zenati est située dans l'Ouest de la Wilaya de Guelma. Elle est limitée :

- Au Nord : par les communes Bordj Sabat et Ras El Akba.
- À l'Est : par les communes Sellaoua Announa et Ain Makhoulf.
- À l'Ouest : par la commune de Ain Regada.
- Au Sud : par la commune de Tamlouka.

Oued-Zenati juxtapose la route nationale n°20, une situation de relais entre deux axes dynamiques, celui reliant Annaba, Guelma et Constantine, mais aussi une liaison privilégiée avec les villes des hauts plateaux (Oum Bouaghi, Ain Beida...etc)

La surface de la commune d'Oued-Zenati est de l'ordre de 134.77 km². [1]

I.3. Analyse spatiale de l'aire d'étude P.O.S 07 Oued-Zenati:

Le territoire du plan d'occupation des sols (POS N°07 Oued-Zenati), objet de la présente étude se situe à l'entrée EST de l'agglomération de Oued-Zenati.

D'une superficie de 33.06 ha selon la convention, le territoire du POS est limité :

- Au Nord : Terres agricoles
- Au Sud : Une forêt et les terres agricoles
- À l'Est : Terres agricoles
- À l'Ouest : Le centre d'Oued -Zenati

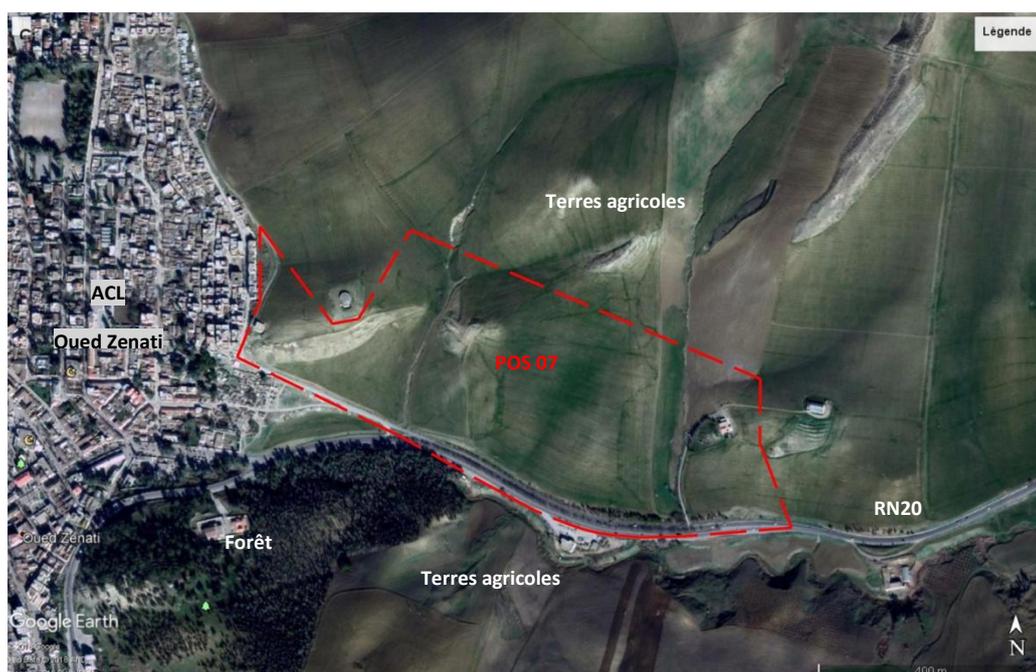


Figure I.1: Situation de l'aire de l'étude POS 07

Le programme d'aménagement théorique envisagé dans l'aire d'étude du P.O.S selon le PDAU intercommunal est le suivant :

- Il s'agit d'une extension prévue à court et à moyen terme sur un site vierge où en plus des programmes d'habitat collectif, des équipements structurants et d'accompagnement à la fonction résidentielle sont également prévus.
- Dans son état actuel, le site est occupé par des activités agricoles, toutefois, une construction à usage d'habitation est à signaler.

Le POS n°07 Oued-Zenati est en position de réaliser la continuité urbaine dans sa position géographique, de mettre en place les ingrédients pour meubler l'entrée de la ville, afin de permettre une interactivité entre cette dernière avec la RN 20. [1]

I.3.1. Analyse du milieu physique :

Le site se trouve au Sud-Ouest de la ville de Guelma et à l'Est de l'ACL d'Oued-Zenati.

Le terrain se présente sous forme d'un relief à pentes moyennes de directions Sud-Est et Sud-Ouest.

I.3.2. La Climatologie :

Le climat de cette zone est de type méditerranéen caractérisé par une saison humide et fraîche et une saison sèche et chaude. La station météo la plus proche de la commune d'Oued-Zenati est celle de Guelma, aussi nous nous référons à cette dernière pour tous les paramètres climatiques.

La température moyenne est de 18.95°C, elle est assez régulière, par contre, la moyenne annuelle des précipitations est de 500 mm/an. [1]

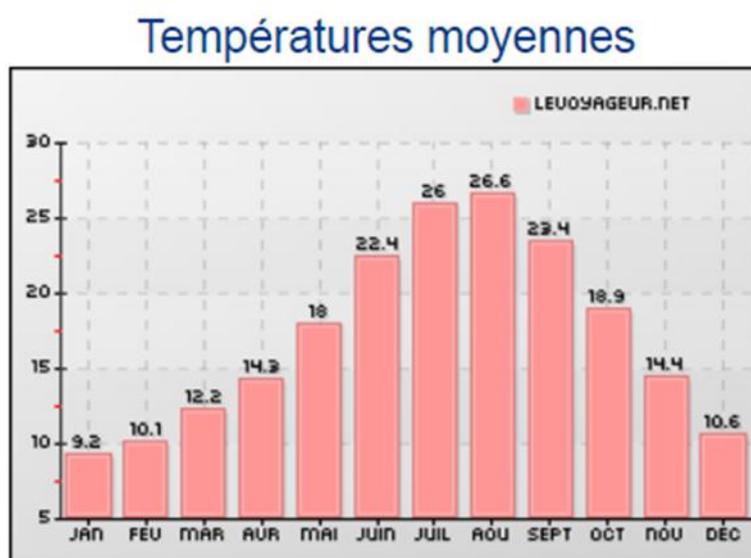


Figure I.2 : Diagramme des températures

La pluviométrie varie selon les années et se situe autour de 500mm/an en moyenne.

I.1 : les précipitations moyennes en mm :

Mois	Jan	Fév	Ma	Avr	Mai	Jui	Juill	Aou	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
1/mm	111	93	72	54	57	23	07	09	33	55	71	92	677

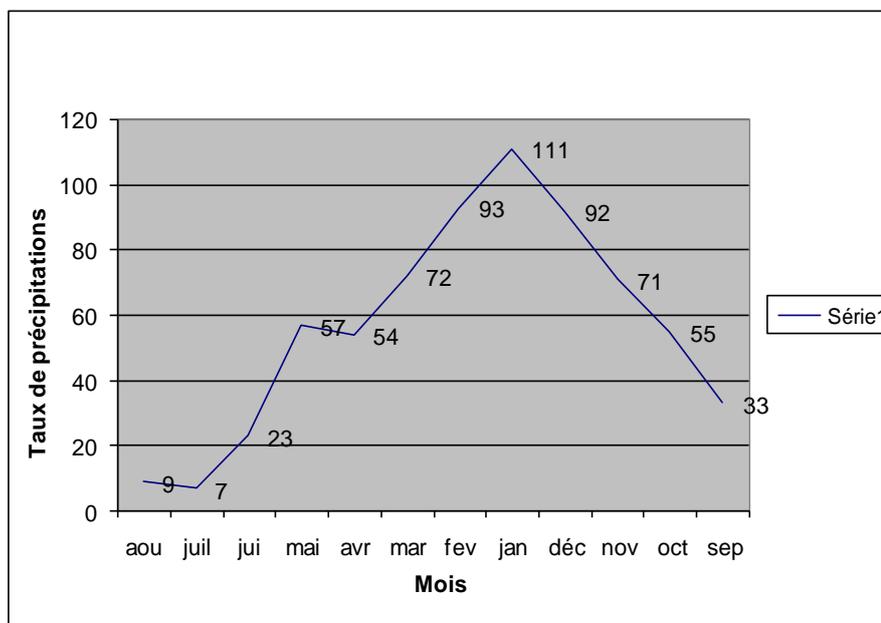


Figure I.3 : Graphe des précipitations moyennes en mm

L'humidité maximale de l'air peut atteindre un maximum de 60%.

Les vents dominants sont : les vents du nord-ouest pendant la saison des pluies. Le vent du sud, le Siroco sec et chaud qui souffle avec une fréquence moyenne de 25 jours par an.

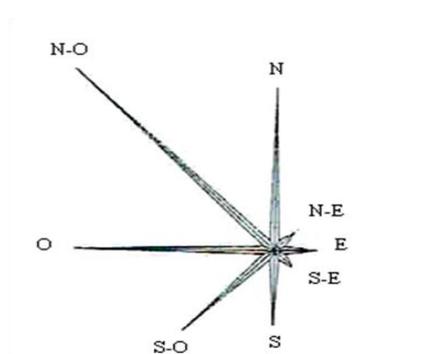


Figure I.4 : La rose des vents

I.3.3. Topographie :

Le terrain se présente sous forme d'un relief à pentes moyennes de directions Sud-Est et Sud-Ouest. Le terrain présente une morphologie générale de type collinaire.

Les pentes y sont variées au gré de la morphologie d'ensemble, allant de 2% à 5%, de 5% à 10%, et de plus de 10%.

I.3.3.1. Les pentes :

Dans le POS d'étude on peut distinguer trois principales zones :

- Zone à forte pente de plus de 15%
- Zone de moyenne pente de 5 à 10%
- Zone de faible pente de 2 à 5%



Figure I.5 : Vue sur le terrain d'étude



Figure I.6 : Une autre vue sur le terrain d'étude

I.3.4. La Géologie :

La zone d'étude se situe au sud-ouest du chef-lieu de wilaya Guelma. Du point de vue géologique, il s'agit de trois formations :

Avec de bas en haut : des marno-calcaires du Crétacé, des sols sur marno-calcaires altérés qui forment des terres arables, et des alluvions et limons des fonds de chaabats et talwegs. [1]

I.3.5. L'Etude des risques naturels

Les principaux risques naturels qui peuvent survenir dans cette zone d'étude sont :

- Les inondations par ruissellement dans les zones de pente et en bordure des talus.
- Les inondations par débordement des fossés et talwegs d'évacuation des eaux pluviales.

I.3.5.1. Séismicité :

La zone d'étude fait partie de la région de Guelma, elle présente une sismicité moyenne, elle est classée dans la zone IIa-IIb et présente une faible sismicité, il est cependant recommandé de construire en parasismique pour tout ouvrage important. [1]

I.4. Estimation des besoins en eau potable :

Notre étude a pour objectif l'alimentation en eau potable du POS 07 de la commune d'Oued-Zenati.

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

I.4.1. Usage domestique :

Il s'agit de l'eau utilisée pour les besoins personnels d'alimentation et d'hygiène.

Pour le faire il faut d'abord estimer le nombre d'habitant futur.

I.4.1.1. Estimation de la population future :

Généralement Pour établir la prévision d'évolution de la population, on utilise la méthode de la croissance géométrique [2] qui peut être exprimée par la formule ci-dessous :

$$P = P_0 \times (1 + a)^n \quad (I.1)$$

Avec :

- P : population à l'horizon de l'étude ;
- P₀ : population actuelle ;
- a : taux d'accroissement démographique moyen ;
- n : nombre d'années séparant l'année d'étude et l'horizon d'étude.
- Le taux d'accroissement de l'aire d'étude est de 1.75 %.

I.4.1.2. Calcul du nombre d'habitant actuel :

L'agglomération est divisée en 03 zones distinctes

Z1 : zone d'habitats collectifs avec 260 logements

Z2 : zone d'habitats collectifs avec 206 logements

Z3 : zone mixte avec 160 logements collectifs + 30 logements individuels

Si on considère que chaque logement est l'équivalent de 05 habitants, on peut facilement calculer le nombre d'habitants correspondants à chaque zone, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Nombre d'habitants selon les zones d'habitats

La zone	Nombre de logements	Nombre d'habitant
Zone 1	260	1300
Zone 2	206	1030
Zone 3	190	950
Total	656	3280

Nous avons un nombre total d'habitant égale à : 3280 hab d'où on calcule le nombre d'habitant futur [1].

I.4.1.3. Calcul du nombre d'habitant futur :

A l'horizon de 20 ans en prenant un taux de croissance de 1.75 % on obtient :

$$P = 3280 (1 + 0.0175)^{20}$$

$$P = 4640 \text{ habitants}$$

- On peut estimer la consommation domestique moyenne journalière comme suit :

$$Q_{moy.j} = N_i \times D \quad (I.2)$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: la consommation moyenne journalière [m^3/j].

D : dotation journalière [$l/j/h$].

N_i : nombre d'habitants

Nous pouvons donner à titre indicatif les différentes dotations qui peuvent être adoptées :

- Zones rurales et villes de 5000 à 20 000 habitants : 150 à 200 litres/habitant/jour ;
- Les villes de 20 000 à 100 000 habitants : 200 à 300 litres/habitant/jour ;
- Les villes de plus de 100 000 habitants : 300 à 400 litres/habitant/jour. [3]

Pour la présente étude, la dotation moyenne selon la direction nationale d'hydraulique de Guelma est de l'ordre de 150 l/j/habitant.

$$Q_{moy.j} = N_i \times D = 4640 \times 150 = 696000 \text{ l/j} = 696 \text{ m}^3/\text{j}$$

I.4.2. Usage public :

Cet usage concerne un certain nombre d'activités telles que les équipements collectifs notamment les écoles, les centres administratifs, les équipements commerciaux etc.

Les équipements projetés sur la zone d'étude ainsi que les consommations moyennes par équipements sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau I.3: les consommations moyennes par équipement.

Équipement	Unité	Nbre	Dotation l/j	Consommation m ³ /j
Ecole Primaire	Élève	1000	10	10
CEM	Élève	900	10	9
Lycée	Élève	800	10	8
Mosquée	Fidèle	500	10	5
Centre commercial	m ²	800	5	4
Annexe administrative	Employé	50	10	0.5
EPSP	Soins	50	10	0.5
TOTAL				37

Les résultats de calcul des besoins en eaux globaux (domestiques, publics) sont donnés dans le Tableau récapitulatif ci-dessous :

Tableau I.4 : les résultats de calcul des besoins en eau globaux.

Type de besoin	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Besoins domestiques	696
Besoins publics	37
Total	733

Nous remarquons que la Consommation moyenne journalière du POS 07 s'élève à 733 m³/J soit 8,5 l/s. mais nous devons toutefois tenir compte des pertes d'eau qui sont inévitables

1.4.2.1. Les pertes d'eau :

Les pertes d'eau dans un réseau d'alimentation en eau potable sont inévitables mais on essaye toutefois de les minimiser au maximum. Dans un réseau, les pertes d'eau sont situées à différents niveaux : la prise d'eau, la station de traitement, les stations de pompage, les réservoirs, les réseaux d'adduction et de distribution, les vannes, les joints, les compteurs...etc.

[4]

Le volume de ces pertes d'eau dépend de :

- L'âge et l'état du réseau ;
- La compétence et l'efficacité du service de maintenance du réseau (rapidité de détection des fuites, efficacité d'exécution des travaux, moyens humains, équipement en matériels adéquats, organisation, etc.).

Dans notre cas on prend un volume des pertes qui correspond à 30% de la consommation ce qui nous donne une majoration de 1.3 du débit journalier on aura :

$$Q_{j.moy} = 1.3 * 733 \text{ m}^3/\text{j} = 952.9 \text{ m}^3/\text{j} = 11.03 \text{ l/s}$$

I.4.3. Variation du débit :

1.4.3.1. Débit maximal journalier :

La valeur du coefficient K_j est, en principe, déterminée à partir des statistiques sur la variation journalière de la consommation, sur les 365 jours de l'année. Généralement, cette valeur de K_j varie de 1,15 à 4, 3, selon le climat et les activités estivales de l'agglomération

La consommation maximale journalière est la majoration de la consommation moyenne journalière par un coefficient k_j défini ci-dessous.

-coefficient d'irrégularité journalière K_j :

$$K_j = \frac{\text{consommation journalière max}}{\text{consommation journalière moy}} = \frac{Q_{jmax}}{Q_{jmoy}} \quad (I.3)$$

Avec :

- Q_{jmax} : consommation maximale journalière [m^3/j]

- Q_{moyj} : consommation moyenne journalière [m^3/j]

Ou on peut le calculer en fonction de la valeur du Q_{moyj} par la formule suivante :

$$K_j = 3 \quad \text{si } Q_{moyj} (l/s) < 2.8 (l/s)$$

$$K_j = 1.5 + (1 \div Q_{moyj}) \quad (I.4) \quad \text{si } Q_{moyj} (l/s) > 2.8 (l/s) [2]$$

Puisque notre débit est égal à 8.5 l/s et supérieur à 2.8 l/s on prend

$$K_j = 1.5 + (1 / 11.03)$$

$$K_j = 1.59$$

$$Q_{max.j} = Q_{moy.j} \times K_j \quad (I.5)$$

$$Q_{maxj} = 952.9 \times 1.59 = 1515.74 \text{ m}^3/j. \text{ Soit : } Q_{maxj} = 17.54 \text{ l/s.}$$

1.4.3.2. Débit maximal horaire :

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

$$Q_{h.max} = K_{h.max} \times Q_{j.max} \quad (I.6)$$

Tel que :

$$K_{h.max} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (I.7)$$

Avec :

- α_{max} : coefficient dépendant du niveau de confort et des équipements sanitaires de la population. α_{max} varie entre (1,20 et 1,40). Dans notre cas on prendra $\alpha_{max} = 1,30$.

- β_{max} est un coefficient qui dépend du nombre de population.

Tableau I.5 : les valeurs de β_{max} en fonction du nombre de population

Nbr hab	1000	2500	6000	10000	20000	50000	100000	300000	1000000
Coef β_{max}	2.00	1.60	1.40	1.30	1.20	1.15	1.10	1.03	1.00

Notre population est estimée à 4640 habitants, on prendra

$$\beta_{max} = 1,50.$$

D'où :

$$K_{h,max}=1.30* 1.50 = 1.95$$

$$Q_{hmax}= K_{h,max} \times Q_{j,max} = 1.95*17.54$$

$$Q_{hmax}= 34.20 \text{ l/s}$$

On récapitule :

Tableau I.6 : Récapitulatif des calculs des débits

Année	Q moy.j		Q moy.j majoré		Q max.j		Q max.h	
	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s	m ³ /j	l/s
2042	733	8.5	952.9	11.03	1515.74	17.54	2955.69	34.20

Remarque : Le dimensionnement de la conduite d'adduction, du réservoir ainsi que le choix des pompes sera fait avec le débit maximal journalier ($Q_{maxj} = 1515.74 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 17.54 l/s), mais par contre le dimensionnement du réseau de distribution doit être fait avec le débit de

pointe horaire ($Q_{hmax}=2955.69 \text{ m}^3/\text{j} = 34.20 \text{ l/s}$) et ceci pour que l'installation puisse satisfaire le débit demandé à l'heure de pointe du jour de l'année où la consommation est maximale.

I.5. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons pu estimer les différents besoins en eau potable de la zone d'étude qui est le POS 07 à Oued-Zenati à l'horizon 2042, ce qui permettra d'évaluer les capacités optimales des ouvrages de stockage, ainsi que de dimensionner l'adduction et le réseau de distribution du POS. Pour cela nous avons trouvé un débit maximum journalier de $1515.74 \text{ m}^3/\text{j}$ soit 17.54 l/s avec lequel sera dimensionnée la conduite d'adduction dans le chapitre suivant.

CHAPITRE II

ADDUCTION DES EAUX

II.1. Introduction :

L'adduction représente en général des ouvrages de grandes dimensions où les écoulements y sont unidirectionnels. Le réseau comprend l'ensemble des tuyaux entre le captage de l'eau à la source, où l'eau est pompée depuis les nappes ou récupérée depuis des sources de montagne où des stations de traitement et son transport vers les réservoirs de stockage. Ces réservoirs de stockage désignent des châteaux d'eau ou des réservoirs enterrés et ont pour fonction d'absorber les pics de consommation et réguler la pression. Il existe en général quatre types de système d'adduction d'eau.

II.2. Types d'adductions :

II.2.1. Adduction sans charge :

C'est la méthode de transport à pression atmosphérique, son choix est déterminé selon :

- Une topographie permettant un écoulement gravitaire.
- Une hauteur de chute hydraulique suffisamment faible, pour permettre de garder l'écoulement fluvial. [4]

II.2.2. Adduction gravitaire :

Un écoulement gravitaire est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force extérieure qui lui sera appliquée (la pente, la pesanteur). Dans le cas d'une canalisation gravitaire ; la source d'eau doit se situer à une cote supérieure à celle du réservoir d'accueil. On retrouve cette situation notamment dans les régions montagneuses.

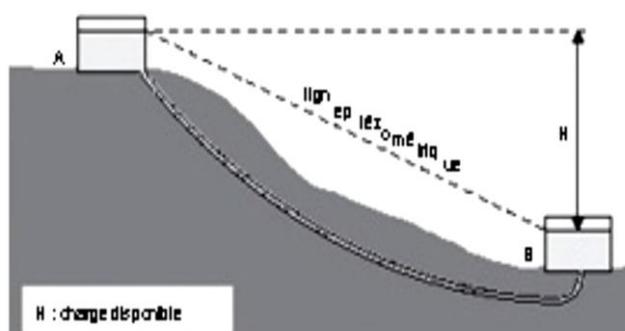


Figure II. 1: Adduction gravitaire

II.2.3. Adduction par refoulement :

Adduction par refoulement est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force mécanique qui lui sera appliquée (une pompe), dans ce cas la source d'eau doit se situer à une cote inférieure à celle du réservoir d'accueil. [4]

Dans notre étude, nous avons le cas d'une adduction par refoulement.

La conception d'une adduction repose sur deux critères importants et indépendants l'un de l'autre ; l'un technique et l'autre économique.

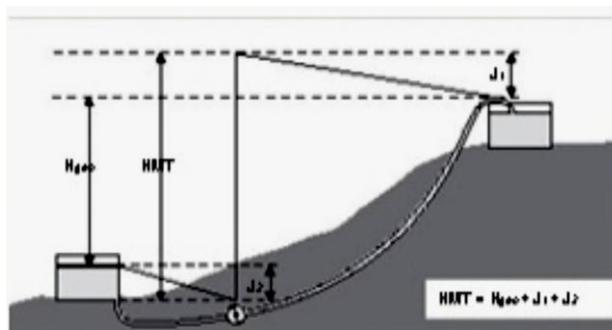


Figure II. 2: Adduction par refoulement

II.2.4. Adduction mixte (refoulement – gravitaire) :

Dans certains cas, la topographie des lieux imposera une adduction mixte refoulement - gravitaire. Un réservoir intermédiaire recevra l'eau provenant de la conduite de refoulement. L'eau s'écoulera ensuite par gravité [4.]

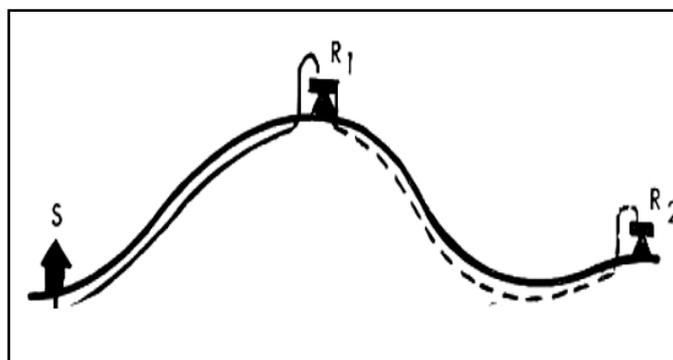


Figure II. 3 : Adduction mixte (refoulement – gravitaire)

II.3. Choix du tracé :

Le choix du tracé est une étape très importante et peut influencer l'ouvrage sur les deux plans économique et technique c'est une procédure délicate, car il faudra prendre certaines précautions et respecter certaines conditions, qui sont les suivantes :

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible, pour éliminer les contres pentes ;
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible ;
- Éviter les traversées d'oueds, les zones marécageuses, les routes, les voies ferrées autant que possible ;
- Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes ;
- Pour les conduites de longueur importante, il sera bon de prévoir quelques robinets ou vannes de sectionnement en vue de faciliter d'éventuelle réparation ;
- Le tracé se fera de préférence le long des routes ou des voies publiques pour faciliter la pose de canalisations et leur exploitation et permettre un accès rapide pour l'entretien et la réparation, il doit aussi éviter de traverser les propriétés privées [3].

II.4. Le Choix du type de tuyau :

Les conduites les plus utilisées sont celles qui peuvent supporter des pressions importantes lors du transport d'eau.

Le choix du type de tuyaux est basé sur les critères d'ordre technique à savoir le diamètre, la pression, condition de pose et de critère d'ordre économique, qui reposent sur le prix de fourniture et le transport.

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

- Une longue vie ;

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

II.5. Les équipements du système d'adduction :

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

- Les vannes de sectionnement ;
- Les robinets vannes à opercule ;
- Les vannes à papillon ;
- La vidange ;
- Les ventouses ;
- Les clapets anti-retour ;
- Crépine. [4]

II.6. Description du schéma d'adduction :

La ville d'Oued-Zenati est alimentée d'un groupe de forage qui se trouve près d'une petite agglomération qui s'appelle Ain-Arko (Tamlouka), les F8(28 l/s),F9(10 l/s) , F14(6 l/s) et F16(40 l/s) depuis lesquels l'eau est acheminée par refoulement à l'aide des adductions (1600ml ;Ø250mm), (3350ml ;Ø150mm), (780ml ;Ø125mm) et (990ml ;Ø250mm) respectivement vers un seul réservoir à Ain-Arko de 400 m³. Cette eau est ensuite amenée gravitairement par une adduction de (13200ml ; Ø400mm) vers un autre réservoir de 500 m³ à Sellaoua qui est également alimenté par refoulement par deux autres forages F10(45 l/s) et

F15(8 l/s) à l'aide d'une adduction de (5700ml ; Ø250mm). L'eau ensuite est conduite par refoulement vers un troisième réservoir de 500 m³ à Ain-Trab avec une adduction de (1990ml ; Ø400mm) pour finalement être acheminée gravitairement vers Oued-Zenati avec une adduction de (10800ml ; Ø300mm) ou elle sera stockée dans trois réservoirs de 1000 m³.

A partir de l'un de ces trois réservoirs commence une adduction gravitaire récemment rénovée par une conduite en PEHD PN16 de (2100ml ; Ø315mm) aboutissant à notre station de pompage (déjà existante) mais dans laquelle va être ajoutée une nouvelle pompe dont les caractéristiques nécessaires seront calculées dans le chapitre suivant afin de refouler le débit nécessaire à l'aide d'une adduction projetée de 985 ml qui est le sujet de notre étude dans ce présent chapitre.

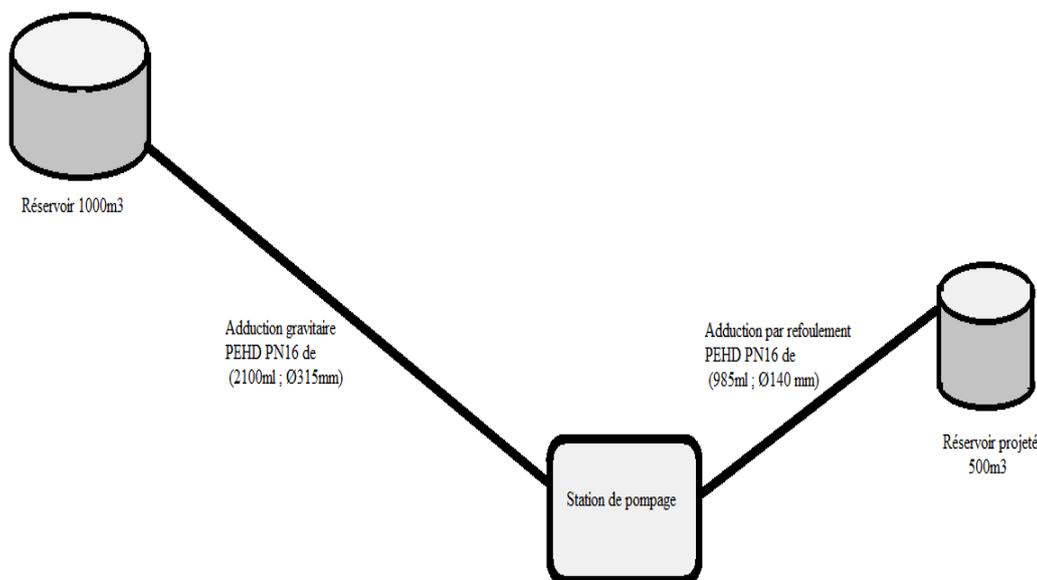


Figure II. 4 : Schéma de l'adduction

II.7. Calcul hydro-économique et choix du diamètre :

II.7.1. Calcul du diamètre économique :

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de

BONIN et BRESS, ces formules sont données comme suit :

$$\text{La formule de } \mathbf{BONIN} : \quad D = \sqrt{Q} \quad (\text{II-1})$$

$$\text{La formule de } \mathbf{BRESS} : \quad D = 1.5\sqrt{Q} \quad (\text{II-2})$$

Avec D : diamètre de la conduite en mètre

Q : débit véhiculé en m³/s

L'utilisation simultanée de ces deux relations fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

Dans notre étude nous avons :

$$Q_{\text{max.j}} = 17.54 \text{ l/s} = 0.0175 \text{ m}^3/\text{s}$$

→ D'après la formule de BONIN :

$$D_{\text{ec}} = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0175} = \mathbf{0.132m}$$

→ D'après la formule de BRESS on aura

$$D_{\text{ec}} = 1.5 \sqrt{Q} = 1.5\sqrt{0.0175} = \mathbf{0.199 m}$$

On prendra tous les diamètres compris entre **BRESS** et **BONNIN**

Les fabricants proposent sur le marché les diamètres nominaux suivant :

$$DN = 140 \text{ mm}$$

$$DN = 160 \text{ mm}$$

$$DN = 180 \text{ mm}$$

$$DN = 200 \text{ mm} \quad [15]$$

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

II.7.2. Calcul de la vitesse :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2} \quad (II - 3)$$

Avec :

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

II.7.3. Calcul des pertes de charge :

Elles se présentent sous deux formes :

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

II.7.3.1. Pertes de charges linéaires :

Elles sont déterminées par la formule de DARCY- WEISBBACH :

$$\Delta HL = J \times L = \frac{f \times L \times V^2}{2g \times D} \quad (II - 4)$$

Avec :

- J : perte de charge linéaire (m/ml) ;

-L : longueur de la conduite (ml) ;

-f : coefficient de frottement de DARCY, il caractérise l'écoulement ainsi que la nature de rugosité de la canalisation. On détermine sa valeur en fonction de la rugosité relative et du nombre de Reynolds.

ε : Coefficient de rugosité équivalente de la paroi qui varie comme suit :

Pour les tubes en PEHD :

$$\varepsilon = 0.01 \text{ mm si } D < 200 \text{ mm,}$$

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

Ce qui fait dans notre cas en prend toujours $\varepsilon = 0.01 \text{ mm}$

La rugosité relative = $\varepsilon/D = 0.01 / D$

On prend une viscosité $\gamma = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à 20°C

D'où le calcul du nombre de Reynolds :

$$Re = \frac{V \times D}{\gamma} \quad (II - 5)$$

On utilise le diagramme de MOODY (Fig. II.5) pour obtenir la valeur de f le coefficient de frottement d'où on aura la valeur de J.

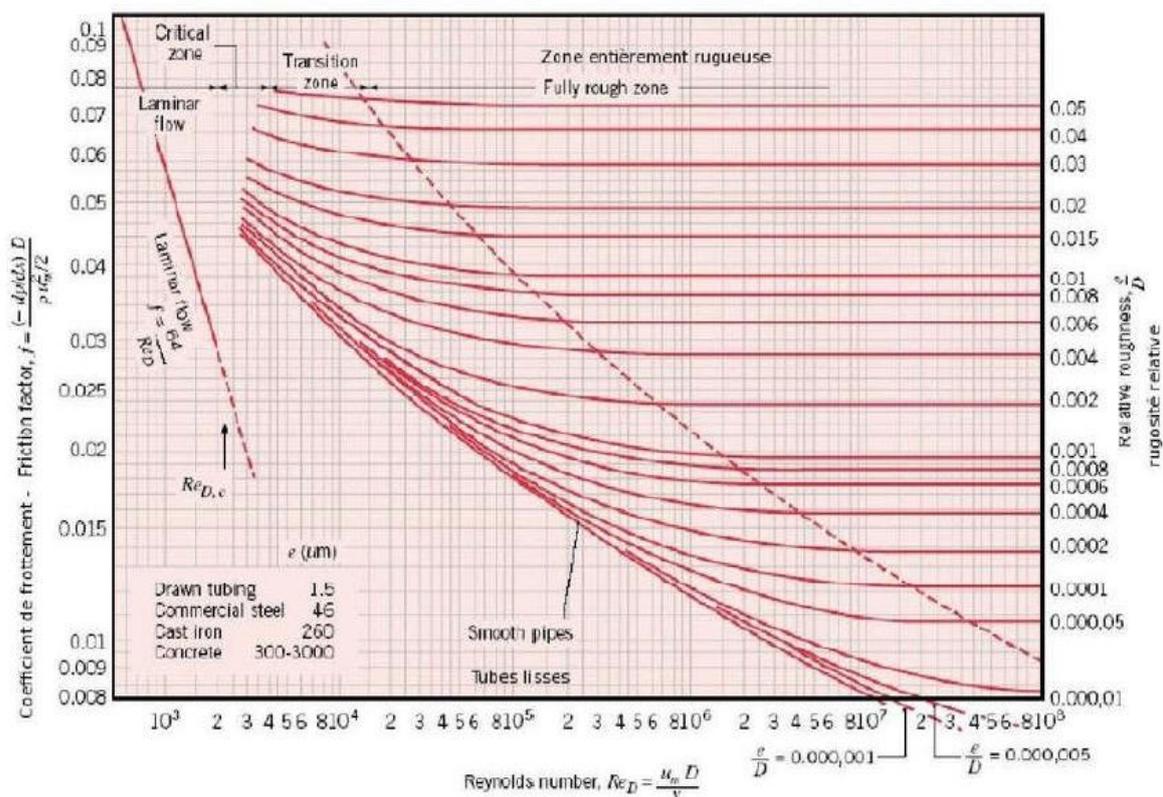


Figure II.5 : Diagramme de MOODY

Après avoir déterminé la valeur de f on remplace dans la formule (II-4) de DARCY-WEISBBACH, d'où on aura notre perte de charge linéaire

II.7.3.2. Pertes de charges singulières :

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, les vannes, les clapets, etc. Elles sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires :

$$\Delta H_s = 0.15 \times \Delta H_l \quad (II - 6)$$

Ce qui fait que la perte de charge totale sera donnée comme suit :

$$\Delta H_T = \Delta H_l + \Delta H_s = 1.15 \times \Delta H_l \quad (II - 7)$$

ΔHT : perte de charge total (m)

ΔHL : perte de charge linéaire (m).

ΔHs : perte de charge singulière (m).

II.7.4. La hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (H_g) et des pertes de charge totale :

$$HMT = H_g + \Delta HT \quad (II - 8)$$

II.7.4.1. La hauteur géométrique (H_g) :

$$H_g = CN_{\text{réservoir}} - CN_{\text{station de pompage}}$$

$CN_{\text{réservoir}}$: cote du réservoir

$CN_{\text{station de pompage}}$: cote de la station de pompage

Selon les plans :

$$CN_{\text{réservoir}} = 701 \text{ m} \quad \text{et} \quad CN_{\text{station de pompage}} = 645 \text{ m}$$

$$H_g = 701 - 645$$

$$\mathbf{H_g = 56 \text{ m}}$$

D'où :

$$\mathbf{HMT = 56 + \Delta HT}$$

II.7.5. Puissance de pompage :

$$Pa = \frac{\omega \times Q \times HMT}{\eta} \quad (II - 9)$$

Avec :

- P_a : puissance absorbée par la pompe (kw).
- HMT : Hauteur manométrique totale (m).
- ω : Egale ($\rho \times g$), poids spécifique du mètre cube de liquide refoulé.
- Q : Débit à transitité (m^3/s).
- η : le rendement de la pompe en %. (On prend : $\eta=75\%$).

II.7.6. Energie consommée par la pompe :

Elle se calcule comme suit :

$$E = P_a \times t \times 365 \quad (\text{II} - 10)$$

Avec :

- E : Energie consommée par la pompe (kwh).
- P_a : puissance absorbée par la pompe (kw).
- t : temps de pompage (h) (24 h pour les forages, 20 h pour la station pompage)

II.7.7. Frais d'exploitation :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$F_{exp} = E \times p \quad (\text{II} - 11)$$

Où :

- F_{exp} : frais d'exploitation (Da).

- E : énergie consommée par la pompe (Kwh).
- p : prix d'un Kwh (p = 3 Da/kwh).

II.7.8. Frais d'amortissement :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$Fam = Pu \times L \times A \quad (II - 12)$$

Avec :

- Fam : Frais d'amortissement (Da).
- Pu : prix du mètre linéaire de la conduite (Da/ml) [16]
- L : Longueur de la conduite (m).
- A : Amortissement annuel.

$$A = \left[\frac{i}{(i + 1)^n - 1} \right] + i \quad (II - 13)$$

- i : Taux d'intérêt annuel (annuité), i = 8% ;
- n : nombre d'années d'amortissement (n = 30 ans).

$$A = \frac{0.08}{(1 + 0.08)^{20} - 1} + 0.08$$

$$A = 0.0888$$

II.7.9. Calcul du bilan :

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$BL = Fexp + Fam \quad (II - 14)$$

Les paramètres précédemment présentés dans le paragraphe II.7 seront calculés pour chaque diamètre pour enfin choisir celui qui est le plus économique et qui nous assure une vitesse d'écoulement comprise entre **0.5 m/s** et **1.5 m/s**.

Les résultats des calculs sont regroupés dans le tableau (II.1) ci-dessous.

Tableau (II.1): Résultats de calcul pour chaque diamètre

Paramètres	Diamètres			
	140,00	160,00	180,00	200,00
Epaisseur (mm)	12,70	14,60	16,40	18,20
Diamètre intérieur (mm)	127,30	145,40	163,60	181,80
Diamètre intérieur (m)	0,127	0,145	0,163	0,181
Vitesse (m/s)	1,38	1,05	0,83	0,67
Nombre de Reynolds	$1.75 \cdot 10^5$	$1.53 \cdot 10^5$	$1.36 \cdot 10^5$	$1.23 \cdot 10^5$
Rugosité relative ϵ/D	0,000079	0,000069	0,000061	0,000055
Coefficient de rugosité f	0,027	0,028	0,029	0,030
ΔHL (m)	20,15	10,75	6,17	3,77
ΔH_s (m)	3,02	1,61	0,93	0,57
ΔHT (m)	23,17	12,36	7,10	4,33
HMT (m)	79,17	68,36	63,10	60,33

Pa (kw)	18.12	15.64	14.44	13.81
E (kwh)	132256,26	114196,83	105405,83	100786,05
F _{exp} (DA)	396768,78	342590,48	316217,48	302358,16
P _u (DA/ml)	3420,38	4491,34	5675,90	7003,03
F _{am} (DA)	299173,80	392848,53	496459,62	612541,03
BL (DA)	695942,58	735439,01	812677,10	914899,19

On constate que le diamètre économique est le 140 mm ; du fait qu'il présente le plus petit bilan, tout en étant le siège d'une vitesse raisonnable de 1.38 m/s, par conséquent, c'est ce diamètre qui sera adopté pour le projet, vu la Hmt de 79.17m.

II.8. Conclusion :

A travers ce chapitre consacré à l'adduction, nous avons calculé les différents paramètres, tel que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge, ainsi que les frais d'exploitation et d'amortissement, afin de trouver une solution idéale du point de vue technique et économique.

Nous avons pu calculer la hauteur manométrique qui nous sera indispensable pour choisir les caractéristiques de la pompe dans le chapitre suivant, et à la lumière de tout ce que nous avons fait nous avons aboutis à un choix judicieux du type de la conduite de l'adduction qui sera comme suit :

Un tube en PEHD de diamètre nominal $\varnothing = 140$ mm PN 16 bars

Ce type de tuyau présente les avantages suivants :

- Jonction fiable par raccords électro soudables ou fusion bout à bout ou par

emboitement avec le système Push Fast ;

- Gain de temps sur les chantiers ;
- Résistant à l'abrasion, à la corrosion, aux produits chimiques et au gel ;
- Maniable et facile à installer ;
- Conformité sanitaire attestée ;
- Performance hydraulique - faibles pertes de charge et résistance aux coups de bélier.

CHAPITRE III

RESERVOIRS

III.1. Introduction :

Les réservoirs servent à stocker temporairement l'eau potable en attendant sa distribution. Ils permettent essentiellement de réguler la pression et le débit entre la phase de production (du forage vers le stockage) et la phase de consommation (du stockage à la consommation). Leur rôle est d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production et de la restituer lorsqu'elle en devient supérieure.

Les eaux captées et transportées doivent être réparties dans l'agglomération alimentée en satisfaisant les besoins, essentiellement variables dans le temps avec une pression au sol suffisante ce qui amène à la conception du réservoir qui est un ouvrage de stockage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

Le but de ce chapitre est de déterminer la capacité des ouvrages de stockage nécessaires, de telle façon à assurer le meilleur fonctionnement de l'adduction et du réseau de distribution.

III.2. Rôle des réservoirs :

III.2.1. Rôle de régulateur et accumulateur:

Dans une agglomération le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas, égal au débit consommé. Donc un réservoir s'avère indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé.

III.2.2. Régulation des pressions :

Il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre. Le réservoir est placé à un point et à une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.

III.2.3. Gain d'énergie au niveau de la station de pompage :

Le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).

III.2.4. Pour briser la charge :

Si le terrain présente un relief accidenté, en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles, ce type de réservoir nous permet de briser la charge.

III.2.5. Assurer la réserve d'incendie :

Le réservoir doit contenir en tout temps, une réserve suffisante pour faire face aux besoins instantanés très importants du service chargé de la lutte contre l'incendie.

III.3. Caractéristiques du réservoir :

Durant la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent être choisis pour assurer :

- La résistance : Le réservoir doit équilibrer en toutes ses parties les efforts auxquels il est soumis.
- Etanchéité : Les parois doivent être étanches pour éviter les fuites.
- Durabilité : Le réservoir doit avoir une durabilité pour longtemps, ce qui veut dire, le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales en contact avec l'eau. [5]

III.4. Type de réservoirs :

On distingue deux types de réservoirs :

III.4.1. Les réservoirs surélevés (château d'eau):

Ils sont souvent installés dans des zones très plates, leur volume est généralement réduit par rapport aux besoins journaliers. Ils assurent la distribution d'eau de manière gravitaire, constitués d'une cuve montée sur une tour ou sur des piliers (poteaux) ; leurs volumes ne dépassent pas les 1000 m³

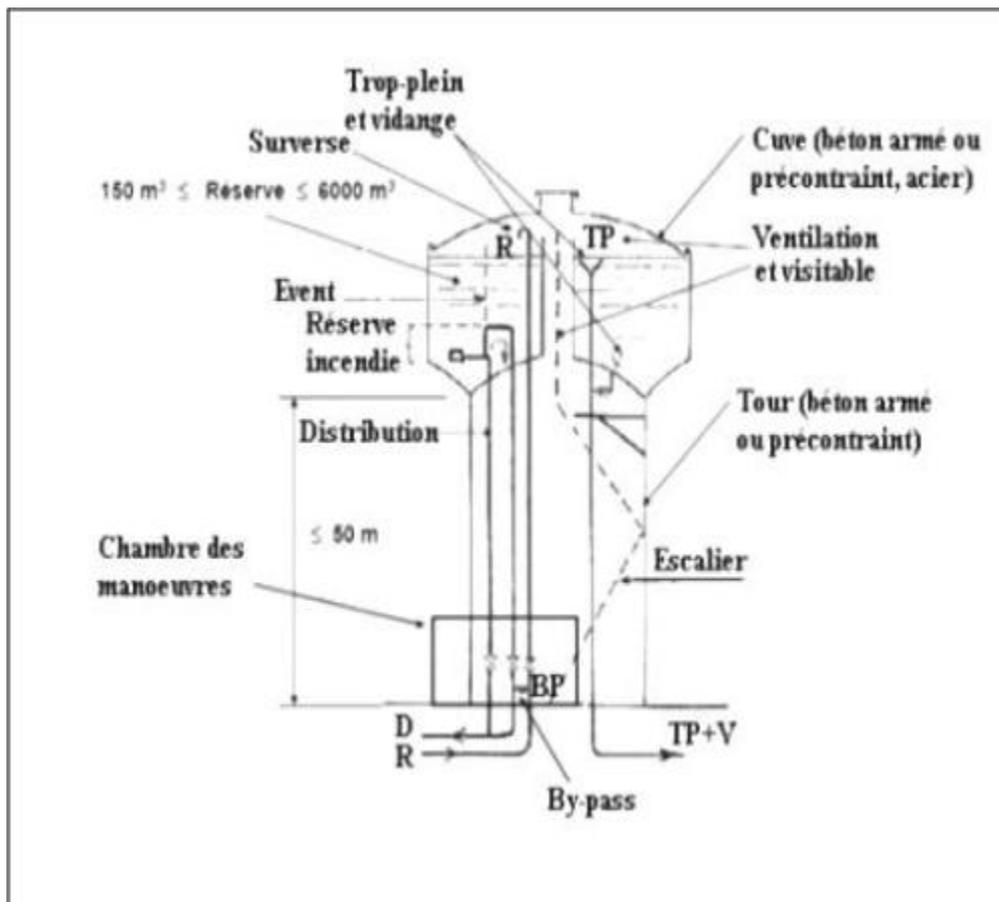


Figure III.1 : Réservoirs surélevé (château d'eau)

III.4.2. Les réservoirs au sol :

Si le terrain d'implantation du réservoir est favorable pour assurer la distribution gravitaire, celui-ci est posé directement sur le sol comme il peut être enterré ou semi-enterré. Leur volume peut être très important ; les réservoirs enterrés et semi enterrés ont l'avantage de limiter l'influence de la température extérieure. [6]

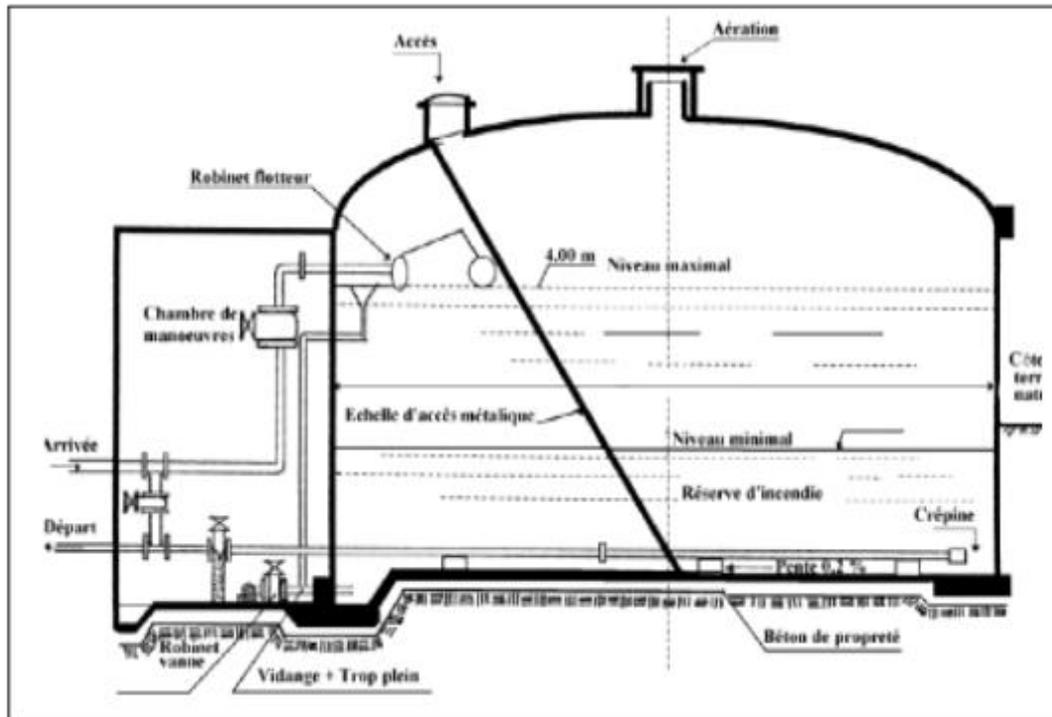


Figure III.2 : Réservoirs semi-enterré

III.5. Emplacement de réservoir :

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet, compte tenu du coefficient de pointe dont on doit affecter le débit horaire moyen de consommation pour déduire la consommation horaire maximale (de 1,5 à 3,5), la perte de charge sera généralement plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grande).

La topographie des lieux ou l'emplacement de la source d'eau peuvent parfois modifier le point de vue établi ci-dessus. On essaye, généralement, d'exploiter le relief à proximité de la ville pour utiliser un réservoir semi-enterré, qui sera toujours plus économique qu'un réservoir surtour.

Quand la ville présente des différences de niveau importantes, on peut adopter une distribution étagée.

Dans le cas où l'agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique peut devenir insuffisant et fournir, en extrémité du réseau, des pressions trop faibles aux heures de pointe. On peut ajouter alors un ou plusieurs réservoirs d'équilibre, situés à l'autre extrémité de la ville, qui permettent d'avoir une pression acceptable dans leur zone d'action. Ces réservoirs d'équilibre sont en liaison avec le réservoir principal et se remplissent au moment des faibles consommations (la nuit principalement). [6]

III.6. Matériaux et type de construction des réservoirs :

III.6.1. Classification des réservoirs :

Ils peuvent être classés selon :

III.6.1.1. Leur position par rapport au sol :

Comme on a cité auparavant on distingue :

- ▣ Les réservoirs enterrés;
- ▣ Les réservoirs semi enterrés;
- ▣ Les réservoirs sur le sol:
- ▣ Les réservoirs surélevés:
- ▣ Les réservoirs avec station de surpression associée:

III.6.1.2. Leur forme :

➤ **Rectangulaire ou carrée:**

Elles sont utilisées surtout pour les capacités importantes. Dans ce cas, le compartimentage sera facilement réalisé pour assurer la continuité de la distribution. Ils seront exécutés en béton armé ou précontraint, chaque compartiment doit avoir la même tuyauterie que pour un réservoir unique.

➤ **Circulaire:**

Elle est préférée pour les réservoirs de faibles capacités. La position de la tuyauterie et la même que pour les réservoirs rectangulaires. Ils sont faits soit en béton armé ou en précontraint

III.6.1.3. Leur mode de fermeture :

- ❑ Les réservoirs couverts;
- ❑ Les réservoirs non couverts.

III.6.1.4. Selon l'usage :

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

III.6.1.5. Leur matériaux de construction :

Les matériaux utilisés pour la construction des réservoirs sont soit **le métal, rivé ou soudé** (principalement pour les réservoirs industriels), **la maçonnerie** avec enduit intérieur étanche, maintenant, surtout **le béton armé**.

III.6.1.6. Selon la complexité de la construction

- ❑ Réservoir simple,
- ❑ Réservoir multiple
- ❑ Réservoir superposé,
- ❑ Réservoir superposé et multiple. [5]

III.7 Choix du type de réservoir :

Les critères les plus souvent retenus pour le choix d'un type de réservoir sont :

- ✓ Les facteurs économiques,
- ✓ La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation,
- ✓ Les possibilités d'adaptation au réseau,
- ✓ Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site.

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et tenant compte de l'emplacement disponible, on opte pour des réservoirs circulaires semi enterrés offrant plusieurs avantages, dont :

- Economie sur les frais de construction,
- Etude architecturale très simplifiée,
- Ethnocentrie plus facile à réaliser,
- Conservation de l'eau se fait à une faible variation de température,
- L'étanchéité est assurée.
- L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économiques.

Il est exigé d'un réservoir d'être :

- ✓ Couverts,
- ✓ À l'abri des contaminations,
- ✓ À l'abri des infiltrations des eaux souterraines,
- ✓ À l'abri des pluies et des poussières

III.8. Qualité de l'eau dans les réservoirs :

Afin d'éviter une dégradation de la qualité de l'eau lors de la traversée d'un réservoir, il convient :

- D'assurer l'étanchéité de l'ouvrage : terrasse, radier et parois pour les réservoirs au sol ou semi-enterrés,
- De veiller à ce que les entrées d'air (ventilations, trop-pleins, ...etc.) soient correctement protégées contre les entrées de poussière, d'insectes et d'animaux,
- De limiter l'éclairage naturel à l'intérieur du réservoir,
- De procéder à un nettoyage au moins annuel du réservoir.

III.9. Equipements hydrauliques des réservoirs :

Un réservoir doit être équipé par :

- Conduite d'arrivée ou d'alimentation (d'adduction).
- Conduite de départ ou de distribution.
- Conduite de vidange.
- Conduite de trop plein.
- Conduite de by pass, dans certains cas.
- Système de matérialisation de la réserve d'incendie. [3]

III.9.1. Conduite d'adduction ou d'arrivée :

L'arrivée de l'eau dans un réservoir peut être placée soit à son fond soit à la partie supérieure ou même déversée au-dessus de la surface libre dans celui-ci. La conduite est munie d'un flotteur à son arrivée, afin d'arrêter la pompe dans le cas de l'adduction par refoulement, où il ferme le robinet dans le cas d'adduction gravitaire.

❑ **Par le haut** : soit avec chute libre ou en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée. Le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.

❑ **Par le bas** : soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier. [7]

Le schéma de la conduite d'adduction est représenté dans les figures (III.3) et (III.4) ci-dessous :

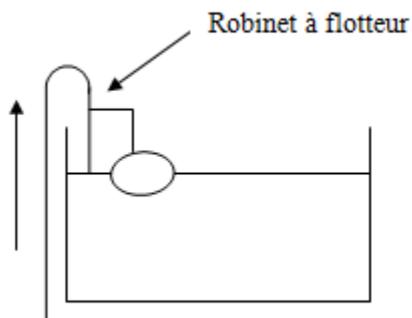


Figure III.3 : Adduction avec chute libre

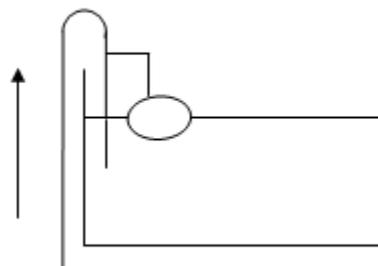


Figure III.4 : Adduction noyée

III.9.2. Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite s'effectue à 0.15 - 0.20 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement, pourraient se décanter dans la cuve, il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée, un robinet vanne sera ménagé sur le départ de la conduite. [7]

Le schéma de la conduite distribution est représenté dans la figure (III.5) ci-dessous :

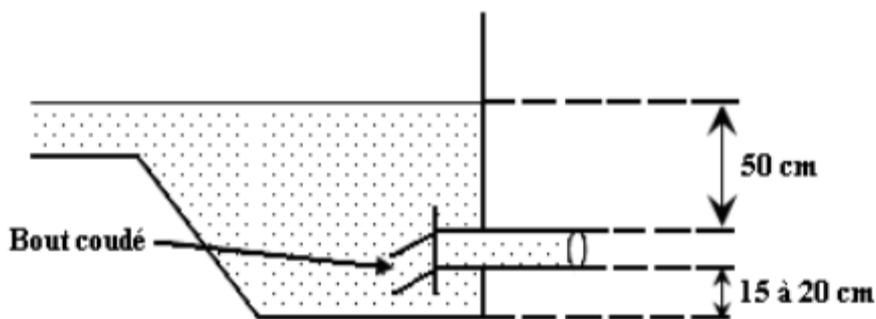


Figure III.5 : La conduite de distribution

III.9.3. Conduite de trop-plein :

Pour éviter le débordement du réservoir lorsque ce dernier reçoit plus d'eau qu'il n'en distribue ou en cas de défaillance du système d'arrêt de pompage, l'ouvrage est muni d'un trop plein, lorsque l'eau monte trop haut dans l'ouvrage elle tombe par surverse dans

cette conduite, ensuite dégagée par le puisard de la chambre de visite et évacuée en dehors du captage. [7]

III.9.4. Conduite de décharge ou de vidange :

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable. [7]

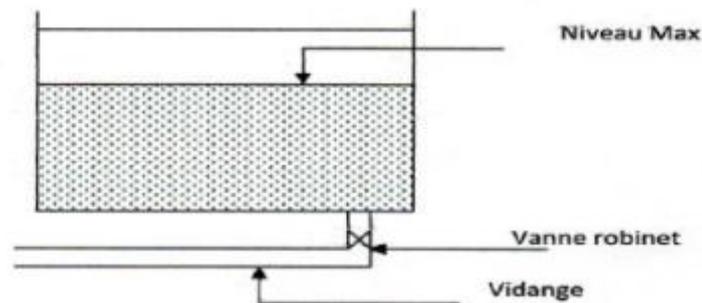


Figure III.6 : Conduite de vidange

III.9.5. Conduite de By-pass :

Le By-pass est un dispositif reliant la conduite d'amenée d'eau à la conduite de départ, on l'utilise lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation du réservoir.

- En temps normal 1 et 3 sont ouvertes et la 2 sera fermée.
- En by-pass on ferme 1 et 3 et on ouvre 2.

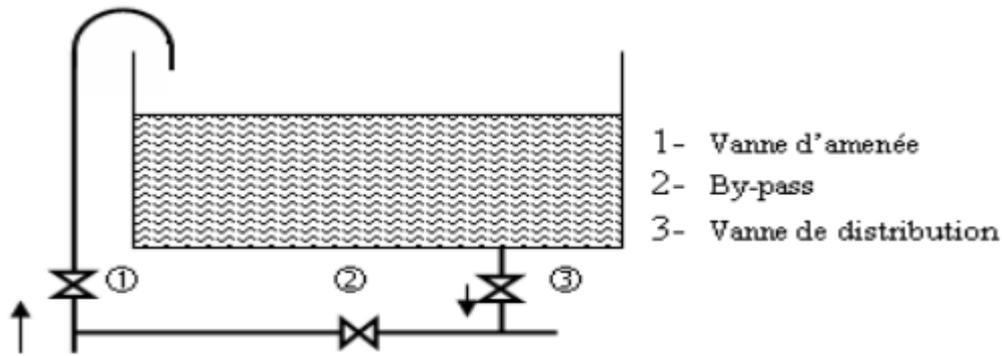


Figure III.7 : Conduite de By-pass

III.9.6. Système de matérialisation de la réserve d'incendie:

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence.

III.9.6.1. Le système à deux prises :

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2. La prise située au voisinage du fond est condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre. L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroit de lui donner un goût désagréable.

En temps normal, **1** est fermée et **2** est ouverte. En cas d'incendie, **1** est ouverte.

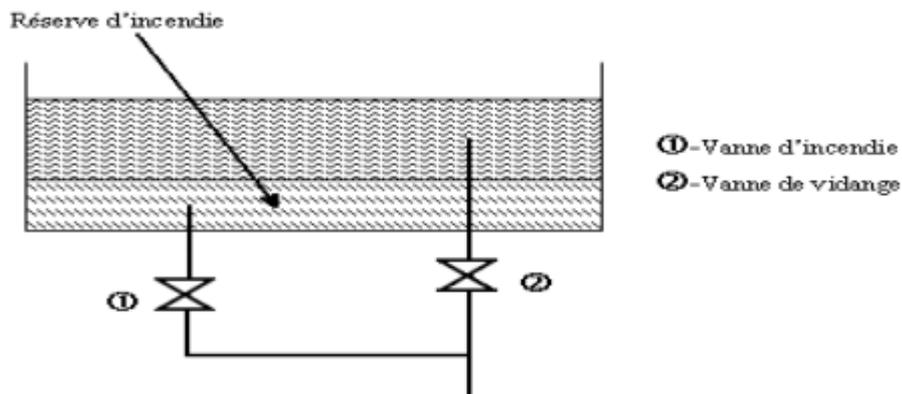


Figure III.8 : Système à deux prises

III.9.6.2. Le système à siphon :

Le système à siphon consiste à prélever, dans tous les cas l'eau au voisinage du fond du réservoir mais on la faisant transiter au service normal par un siphon situé à la coté supérieure de la réserve d'incendie et muni d'un évent qui la désamorce dès que l'eau atteint ce niveau. En cas de sinistre, la vanne 2 (vanne d'incendie) court-circuite le siphon et assure la mise en service de la réserve d'incendie, cette solution présente l'avantage d'éviter la stagnation de l'eau au voisinage du fond du réservoir. [7]

Entemps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée. En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée (figure III.9)

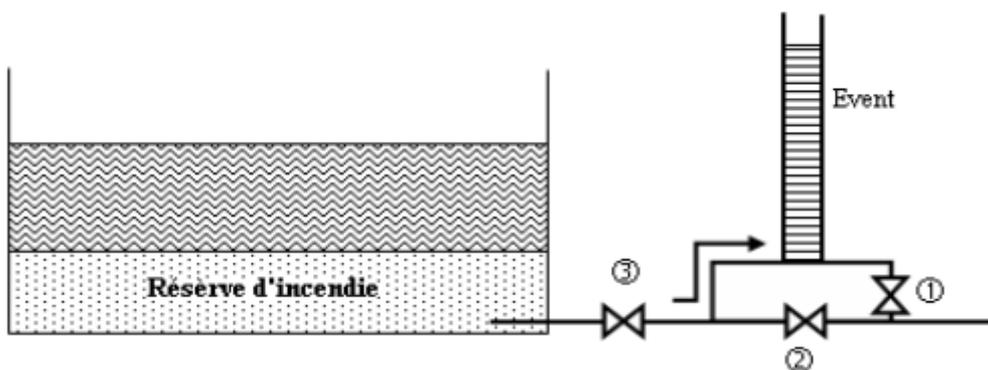


Figure III.9 : Système à siphon

On peut résumer les équipements d'un réservoir ainsi que leurs fonctions dans un tableau comme suit :

Tableau III.1 : Equipements d'un réservoir

Fonction	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> -Vannes diverses -Clapet -Equipement de trop-plein -Siphon pour réserve incendie -Canalisation de liaison -Compteur -Clapet à la rentrée d'air -Purgeur d'air
Entretien	<ul style="list-style-type: none"> -Appareils de manutention -Joint de montage -Eclairage -Trappes de visite pour le personnel et le matériel
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none"> - Trappes de visite pour le personnel et le matériel -Equipement spéciaux pour le nettoyage -Pompe d'alimentation en eau
	<ul style="list-style-type: none"> -Equipements de renouvellement de l'air et de l'eau

<p>Qualité de l'eau</p>	<p>-Robinet de prélèvement</p> <p>-Equipement de désinfection</p> <p>-Dispositifs de protection contre les actes de malveillance</p>
<p>Sécurité lors des interventions</p>	<p>-Passerelle</p> <p>-Eclairage</p> <p>-Ancrage pour les harnais de sécurité</p>

III.10. Alimentation des réservoirs :

III.10.1 Réservoirs alimentés gravitairement

Les réservoirs alimentés gravitairement, que ce soit des réservoirs terminaux, des réservoirs tampons ou des bâches de reprise, possèdent à leurs entrées des obturateurs à disques auto centreurs qui contrôlent le niveau haut des réservoirs et détruisent la charge résiduelle au droit de l'entrée des réservoirs. Ces dispositifs nécessitent un certain volume d'eau pour permettre la dissipation de l'énergie résiduelle à la sortie de la vanne.

III.10.2 Réservoirs alimentés pas refoulement

Ces réservoirs doivent disposer d'un volume suffisant entre le niveau haut d'arrêt des pompes et le niveau de remise en charge de ces dernières, ceci dans le but de limiter le nombre d'arrêts de mise en charge des pompes de la station d'alimentation. [3]

III.11. Capacité du réservoir :

La détermination de la capacité du réservoir, se fait à partir des données sur la répartition de réserve et de la consommation d'eau durant les différentes heures de la journée.

On fait la somme algébrique de la plus grande valeur positive et la plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (consommée),

et on ajoute à cette somme, le volume de la réserve d'incendie, pour avoir le volume total du reservoir :

$$V_R = |\Delta V^+_{\max}| + |\Delta V^-_{\min}| + V_{\text{inc}} \quad (\text{III.1})$$

- V_R : volume de réservoir (m^3).
- ΔV^+_{\max} : la plus grande valeur positive de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (m^3).
- ΔV^-_{\min} : la plus petite valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant (m^3).
- V_{inc} : volume de réserve d'incendie (120 m^3).

Pour notre cas, on a un débit maximal journalier :

$$Q_{j\max} = 17.54 \text{ l/s}, \quad \text{soit } Q_{j\max} = 1515,74 \text{ m}^3/\text{j}$$

Une adduction continue durant 24 heures, alors le débit horaire maximal est :

$$a = Q_{j\max} \div 24 \quad (\text{III.2})$$

$$a = 1515,74 / 24 = \mathbf{63,16 \text{ m}^3/\text{h}}$$

Tableau III.2 : Calcul de la réserve d'équilibre.

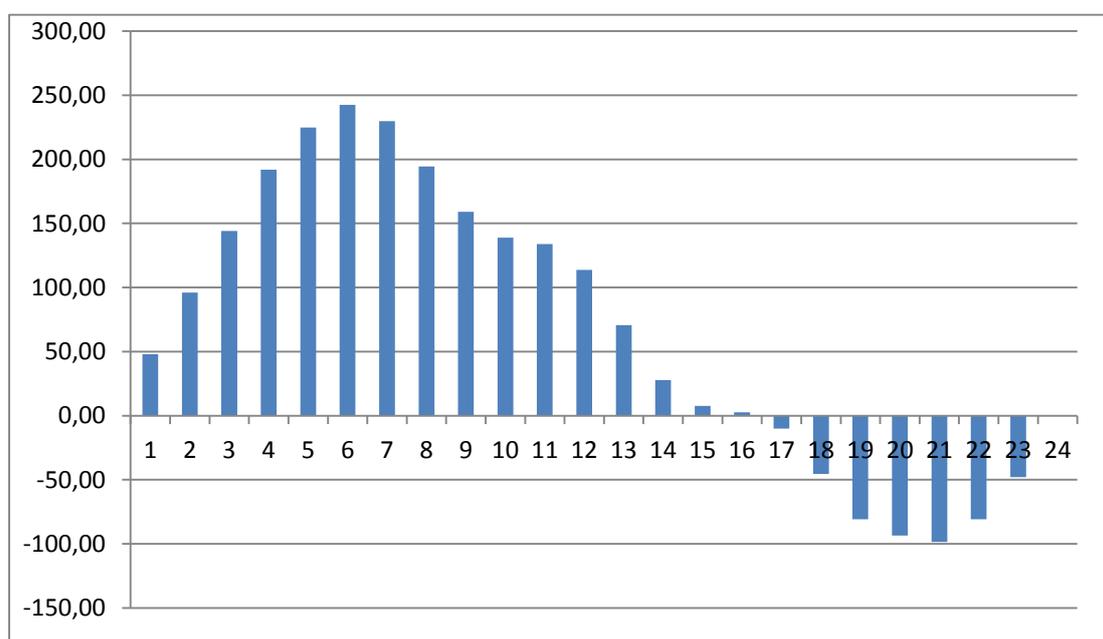
Horaires	Répartition/h (%)	Volume (m^3)		Volume cummulé (m^3)		Différence (m^3)	
		Apporté	consommé	Apporté	consommé	ΔV^+	ΔV^-
0-1	1	63.16	15.16	63,16	15,16	48,00	
1-2	1	63.16	15.16	126,31	30,31	96,00	
2-3	1	63.16	15.16	189,47	45,47	144,00	

CHAPITRE III RESERVOIRS

3-4	1	63.16	15.16	252,62	60,63	191,99	
4-5	2	63.16	30.31	315,78	90,94	224,84	
5-6	3	63.16	45.47	378,94	136,42	242,52	
6-7	5	63.16	75.79	442,09	212,20	229,89	
7-8	6.5	63.16	98.52	505,25	310,73	194,52	
8-9	6.5	63.16	98.52	568,40	409,25	159,15	
9-10	5.5	63.16	83.37	631,56	492,62	138,94	
10-11	4.5	63.16	68.21	694,72	560,82	133,89	
11-12	5.5	63.16	83.37	757,87	644,19	113,68	
12-13	7	63.16	106.10	821,03	750,29	70,74	
13-14	7	63.16	106.10	884,18	856,39	27,79	
14-15	5.5	63.16	83.37	947,34	939,76	7,58	
15-16	4.5	63.16	68.21	1010,50	1007,97	2,53	
16-17	5	63.16	75.79	1073,65	1083,75		-10,10
17-18	6.5	63.16	98.52	1136,81	1182,28		-45,47
18-19	6.5	63.16	98.52	1199,96	1280,80		-80,84
19-20	5	63.16	75.79	1263,12	1356,59		-93,47
20-21	4.5	63.16	68.21	1326,28	1424,80		-98,52

21-22	3	63.16	45.47	1389,43	1470,27		-80,84
22-23	2	63.16	30.31	1452,59	1500,58		-47,99
23-24	1	63.16	15.16	1515,74	1515,74	0.00	

Volume (m³)



Temps(h)

Figure III.10 :Diagramme d'équilibre du réservoir

D'après le tableau précédent III.1, et d'après la formule (III.1)

le volume total du réservoir est de :

$$V = 242.52 + 98.52 + 120$$

$$V_{\text{tot}} = 461.04 \text{ m}^3$$

On prend le volume normalisé $V = 500 \text{ m}^3$

III.12. Détermination des dimensions du réservoir :

III.12.1. Diamètre du réservoir :

Après avoir déterminé la capacité du réservoir, on fixe sa hauteur $h=4\text{m}$, son diamètre est donné par la formule ci-après :

$$V_R = \frac{h \times \pi \times D^2}{4} \quad (\text{III. 3})$$

$$D = \sqrt{(V \times 4 / \pi \times h)} \quad \text{sachant que : } h = 4\text{m} \quad \text{et} \quad V = 500 \text{ m}^3$$

$$D = \sqrt{(500 / 3.14)}$$

$$D = 12.61 \text{ m}$$

III.12.2. Détermination de la hauteur de la réserve d'incendie :

On peut calculer la hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir par la formule suivante:

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad (\text{III. 4})$$

$$S = \pi \times D^2 / 4 = 124.89 \text{ m}^2 \quad \text{sachant que } V_{inc} = 120 \text{ m}^3$$

$$h_{inc} = 120 / 124.89$$

$$h_{inc} = 0.96 \text{ m} = 96 \text{ cm}$$

III.13. Conclusion :

Cette partie de l'étude nous a permis de projeter un réservoir de 500 m^3 pour le long terme. Dans le prochain chapitre, on choisira le type de pompe qui répond aux différentes conditions de refoulement.

CHAPITRE IV

STATION DE POMPAGE

IV.1. Introduction :

Après avoir calculé les débits et le diamètre économique de l'adduction on peut procéder aux calculs concernant les caractéristiques de la pompe nécessaire pour assurer une alimentation avec les débits suffisants et la pression recommandée.

IV.2. Définition de la pompe :

La pompe est un appareil qui sert à relever l'eau à une altitude supérieure. Le rôle de la pompe est de transformer l'énergie mécanique en énergie hydraulique. Dans ce chapitre nous entamerons la partie étude des pompes, le but est de spécifier le choix et les caractéristiques hydrauliques de la pompe qui doit être placée pour alimenter le réservoir et assurer le débit et la pression de service recommandés.

Dans toutes les pompes, il faut éviter la cavitation (formation de cavités gazeuses), ce qui réduirait le débit et endommagerait le corps de la pompe [8].

IV.3. Rôle de la pompe :

La pompe est une machine qui fournit de l'énergie à un liquide pour le déplacer d'un niveau à un autre, on peut l'utiliser pour :

- ❑ Transférer le liquide d'un réservoir situé à un certain niveau vers un réservoir situé à un niveau plus élevé.
- ❑ Transférer le liquide d'un réservoir à une certaine pression vers un autre réservoir à une pression plus grande.
- ❑ Augmenter la quantité de liquide qui traverse une conduite d'une autre manière, et de point de vue physique, la pompe transforme l'énergie mécanique de son moteur d'entraînement en énergie hydraulique «de pression, potentiel, cinétique». [9]

IV.4. Principes de dimensionnement des stations de pompage :

La conception d'une station de pompage nécessite de disposer des éléments suivants :

- nature de l'effluent à relever ;
- débit moyen et débit de pointe ;
- présence ou non d'agents corrosifs, pH, température ;
- type d'utilisation de la station (continue, intermittente, soutenue, etc.) ;
- plan des conduites d'amenée et de rejet, avec indication des cotes et des capacités de stockage internes, et repérages des apports ou dessertes situés à proximité ;
- hauteur géométrique de relèvement ou refoulement ;
- hauteur manométrique totale, entre les niveaux piézométriques prévisibles (tenir compte des mises en charge possibles dans le milieu récepteur, et des vitesses dans l'ouvrage de prise) ;
- dans le cas d'un refoulement : longueur et diamètre de la conduite de refoulement ;
- disponibilités foncières, et moyens de maintenance.

A partir de ces données, plusieurs hypothèses de conception doivent être testées selon divers scénarios de fonctionnement, jusqu'au choix technico-économique qui semble le meilleur, en particulier dans le domaine des consommations d'énergie et de la sécurité. On prendra soin de placer les installations techniques au dessus des niveaux qui pourraient être inondés, suite à une panne, ou encore suite à un orage, à une crue, à une marée exceptionnelle. [16]

IV.5. Emplacement de la station de pompage :

Pour le choix de l'emplacement de la station de pompage, il faut respecter les critères suivants :

- Le site du projet doit être géologiquement stable ;
- Rapprocher les ouvrages (la prise d'eau la station de pompage et ouvrage d'arrivée) ;
- Éviter les zones inondables ;
- Réduire les travaux de terrassement ;

- Éviter les zones très accidentées ;
- L'emplacement de la prise d'eau doit être en amont de l'agglomération.

Dans le cas du POS 07, la station de pompage existe déjà, ce qui fait qu'on va se contenter de rajouter une pompe et de définir ses caractéristiques qui répondent aux exigences permettant d'alimenter le réservoir projeté.

IV.6. Types des pompes:

Les pompes peuvent être classées comme suit :

Les pompes volumétriques

Les turbopompes : et les turbopompes se subdivisent en :

- Pompe centrifuge.
- Pompe hélice.
- Pompe hélico-centrifuge.
- Pompe à piston [5]

On peut classer les pompes centrifuges comme suit :

► Suivant la forme de la roue :

● *Pompes centrifuges radiale* : Dans ces pompes, la pression est développée principalement par l'action de la force centrifuge. Le liquide entre axialement par le centre et sort radialement par la périphérie. Ce type de pompes s'adapte principalement aux grandes hauteurs d'élévation

● *Pompes centrifuges semi axial* : La pression est développée en partie par la force centrifuge et en partie par l'action d'aspiration des aubes sur le liquide. Ce type de pompes est spécialement indiqué pour des hauteurs d'élévation moyenne.

● *Pompes à écoulement axial* : La pression est développée surtout par l'action d'aspiration. Ce type de pompe s'adapte bien aux faibles hauteurs d'élévation. [5]

► **Suivant la forme du corps de la pompe :**

- Pompe à volute ou colimaçon ;
- A diffuseur circulaire ou type burine.

► **Suivant le nombre de roue :**

- Monocellulaire : utilisées pour des pressions moyennes de 15 à presque 100 m d'eau.
- Multicellulaire : utilisées pour des hautes pressions atteignant plusieurs centaines de mètres.

► **Suivant la position de son axe :**

- Pompe à axe horizontal ;
- Pompe à axe vertical. [5]

IV.6.1. Pompes volumétriques :

Ce sont des pompes à l'intérieur desquelles une transformation d'énergie mécanique en énergie de pression est assurée par un refoulement périodique du liquide. L'énergie de pression est assurée par un refoulement périodique du liquide de la chambre d'aspiration à celle du refoulement à l'aide d'un piston, vis; engrenage et palette. On distingue deux catégories de pompes volumétriques :

- Les pompes rotatives.
- Les pompes alternatives [5]

IV.6.1.1. Les Avantages et inconvénients :

▣ Avantages

- Construction robuste ;
- Pompage possible de liquide très visqueux ;
- Rendement élevé ;
- Amorçage automatique en fonctionnement normal.

❑ *Inconvénients*

- Appareils plus lourds et plus encombrants ;
- Impossibilité d'obtenir de gros débits sous faible pression ;
- Danger de surpression dans le circuit de refoulement d'où la présence indispensable de sécurités (by-pass et soupape de sûreté) ;
- Impossibilité en général de pomper des liquides chargés ;
- Prix d'achat plus élevé. [5]

IV.6.2. Les pompes centrifuges :

Fonctionnent suivant le principe d'une mise en rotation du fluide à pomper dans une roue tournant à grande vitesse ($\sim 600 - 3500 \text{tr.mn}^{-1}$). En sortie de roue, le fluide est canalisé dans un diffuseur, puis ralenti dans une volute et la pression dynamique acquise au niveau de la roue (énergie de vitesse ou cinétique) est transformée en pression statique (énergie de pression). Le débit pompé est essentiellement fonction:

- De la différence de pression entre aspiration et refoulement (en mCE), de la vitesse de rotation de la roue ;
- Du diamètre de la roue (vitesse périphérique) [5].

IV.6.2.1. Les avantages et Inconvénients :

❑ *Les Avantages :*

Les pompes centrifuges sont les plus utilisées et elles couvrent environ 80% des pompes utilisées et présentent les avantages suivants :

- Machine de construction simple et nécessite peu d'entretien
- Prix d'achat modéré, cout de maintenance faible
- Bon rendement (70% à 80%)
- Vitesse de rotation allant de 750 à 3000trs/min,

❑ *Inconvénients :*

Elles présentent aussi certains inconvénients :

- Impossible de pomper les liquides trop visqueux (les roues tournent sans entraîner les liquides)
- Ne supportant pas la très forte agitation dans la pompe pour les liquides « susceptibles » (liquides alimentaires tels que le vin, le lait et la bière).
- Production d'une pression différentielle faible (0,5 à 10bars) [5]

IV.7. Choix des pompes :

Le choix du type des pompes à installer se fait de façon à :

- Assurer le débit de refoulement et la hauteur manométrique de la pompe
- Assurer un rendement maximum.
- Une vitesse de rotation assez importante.
- vérifier la condition de non cavitation. [13]

IV.8. Caractéristiques hydrauliques d'une pompe

Les performances d'une pompe sont représentées par des courbes comme suit :

❖ **La courbe hauteur - débit « $H = f(Q)$ »**

Elle représente les variations des différentes hauteurs de relèvement en fonction du débit.

❖ **La courbe rendement - débit « $\eta = f(Q)$ »**

Elle présente les valeurs du rendement en fonction du débit.

❖ **La courbe des puissances absorbées - débit « $P_a = f(Q)$ »**

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

❖ **La courbe caractéristique d'une conduite de refoulement**

La courbe caractéristique d'une conduite est la courbe qui représente pour une canalisation de diamètre D et de longueur L , les variations de la perte de charge totale en fonction du débit.

[13]

IV.9. Le point de fonctionnement d'une pompe

Il est défini comme étant le point d'intersection de la courbe « $H = f(Q)$ » avec la courbe caractéristique de la conduite « $H_c = f(Q)$ » voir figure (4.1).

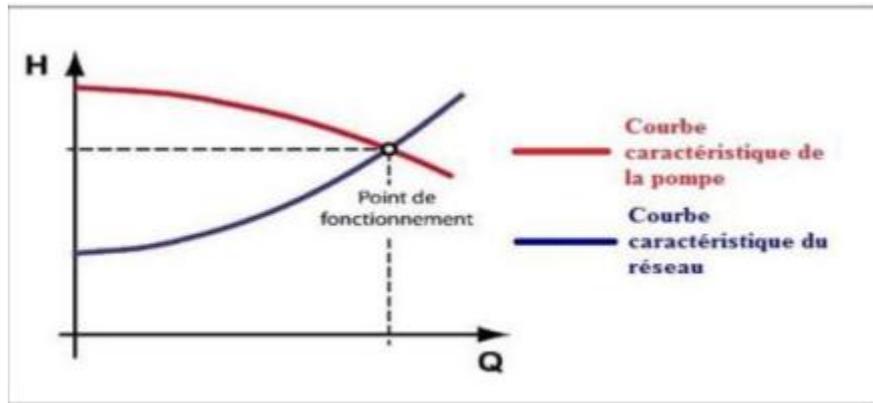


Figure 4.1 : le point de fonctionnement d'une pompe

En particulier, dans le cas où le point de fonctionnement ne correspond pas avec le point désiré, on sera dans l'obligation d'apporter des modifications.

IV.9.1. Première variante : modification du temps de pompage

Il suffit de trouver un nouveau temps de pompage à partir de la formule suivante :

$$T' \times Q = T \times Q_1 \quad (\text{IV.1})$$

D'où :

$$T' = T \times Q_1/Q \quad (\text{IV.2})$$

IV.9.2. Deuxième variante : Régulation par étouffement

La régulation par étouffement ou bien le vannage, consiste à vanner au refoulement pour créer une perte de charge afin d'obtenir le débit Q' . La valeur des pertes de charges s'exprime par la relation suivante :

$$h = H' - H1 \quad (IV.3)$$

Avec :

-h : perte de charge engendrée par le vannage (m)

-H1 : la hauteur manométrique du point désiré (m)

-H' : la distance entre le point désiré et l'intersection de la verticale passant par le même point avec la caractéristique de la pompe (m).

Donc, la puissance absorbée par la pompe sera donnée par :

$$Pa = \frac{g \times Q' \times H'}{\eta} \quad (IV.4)$$

- η : rendement de la pompe.

IV.9.3. Troisième variante : Rognage de la roue

Le rognage intervient par la réduction du diamètre extérieur de la roue, ce qui entraîne une diminution de la hauteur d'élévation mais pour la même vitesse de rotation, on aura alors :

$$m = \left(\frac{Q1}{Q2}\right)^{\frac{1}{2}} \times \left(\frac{H1}{H2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (IV.5)$$

Avec :

- **m** : Coefficient de rognage.

- **Le pourcentage de rognage (r) :**

$$r = 1 - m \quad (IV.6)$$

- **La puissance absorbée par la pompe :**

$$Pa = g \times Q2 \times \frac{H2}{\eta} \quad (IV.7)$$

IV.9.4. Quatrième variante : variation de la vitesse de rotation

La diminution de la vitesse de rotation entraîne la diminution du débit ainsi que la puissance absorbée. On trace la courbe iso-rendement ($H = aQ^2$) qui passe par l'origine et par le point **P1(Q1,H1)** et qui coupe la courbe caractéristique de la pompe au point **P3(Q3,H3)**.

-La nouvelle vitesse de rotation est :

$$N' = N \times \left(\frac{Q1}{Q3}\right) \quad IV.8$$

-La puissance absorbée par la pompe :

$$Pa = g \times Q_1 \times H_1$$

IV.10. Etude de la Cavitation

La cavitation est un phénomène qui apparaît dans la pompe au moment de la rotation lorsqu'en un point de l'écoulement la pression statique descend en dessous de la tension de vapeur du liquide, il s'agit de la création de bulles de gaz dans les zones de pression dissous dans le liquide.

Les effets de la cavitation peuvent être très néfastes pour la pompe ;

- Impulsion des bulles de vapeur au niveau de la roue ;
- Vibration anormal ;
- Bruit anormal ;
- Destruction des garnitures d'étanchéité suite aux vibrations.
- Chute de débit pompé lorsqu'apparait le phénomène de cavitation.
- Pertes de performances de la pompe (hauteur d'élévation, rendement, puissance).

C'est pour cela, pour éviter la cavitation dans le fonctionnement de la pompe, il faut vérifier la condition suivante :

$$(NPSH)_d > (NPSH)_r$$

NPSH est l'abréviation anglo-saxonne de « Net Positive Suction Head » over vapour pressure, ce qui se traduit en français par : « Charge Totale Nette d'Aspiration » au-dessus de la pression de vapeur saturante. [5]

Pour une alimentation en charge :

$$(NPSH)_d = [P_0 \div (\rho \times g)] + H_a - (\Delta H_a + T_v) \quad IV.9$$

Pour une alimentation en dépression :

$$(NPSH)_d = [P_0 \div (\rho \times g)] - H_a - (\Delta H_a + T_v) \quad IV.10$$

- **H_a** : hauteur d'aspiration en (m)

- **ΔH_a** : perte de charge à l'aspiration en (m)

- **P₀** : Pression en mètre de colonne d'eau au point d'aspiration en (m)

- **T_v** : la pression de vapeur maximale que l'air peut supporter à une température donnée

Les valeurs de la tension de vapeur en fonction de la température sont données dans la table (5.1), dans notre étude on prend T= 20°C.

Tableau (4.1) – Tension de vapeur d'eau *purée* en fonction de la température.

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

IV.11. Choix du type des pompes :

► Caractéristiques de la conduite

- $Q = 17.54 \text{ l/s}$
- $H_g = 56 \text{ m}$
- $HMT = 79.2 \text{ m}$

► **Caractéristiques de la pompe**

À partir du catalogue numérique CAPRARI, on opte pour une pompe centrifuge multicellulaire à axe horizontal de type (PM100/6 C) : **Annexe (1)**

- $Q = 17.8 \text{ l/s}$
- $HMT = 79.9 \text{ m}$
- $P_a = 19 \text{ kw}$
- $N_t = 1450 \text{ tr/min}$
- $(NPSH)_r = 1.89 \text{ m}$
- $\eta = 75 \%$

on remarque que le point de fonctionnement ($Q= 17.8 \text{ l/s}$; $HMT=79.9 \text{ m}$) ne coïncident pas avec les caractéristiques exigées par le réseau ($Q = 17,54 \text{ l/s}$, $HMT= 79.2 \text{ m}$), alors des modifications sont nécessaires :

IV.11.1. le Rognage :

C'est la diminution du diamètre extérieur de la roue en gardant la vitesse de rotation et la même distance entre les deux flasques.

Puis que q (débit exigé par le réseau) est inférieur à Q (débit du point de fonctionnement), on peut appliquer la formule suivante :

$$\frac{Q}{q} = \frac{D^2}{d^2} \rightarrow d = D \times \sqrt{Q \div q}$$

Avec :

- d : le diamètre de la roue rognée (mm),

- D : le diamètre initial de la roue (mm),
- q : Le débit exigé par le réseau (l/s),
- Q : Débit du point de fonctionnement (l/s).

Avant d'effectuer le rognage, il faudra calculer le rendement de rognage :

$$R = (1 - m) \times 100 \rightarrow m = \sqrt{q/Q} = \sqrt{d/D}$$

Avec :

R: Le rendement de rognage (%)

m: Le coefficient de rognage, il est calculé par la relation ci-dessus :

Si : $R < 15\%$ le rognage est bon,

Si : $R < 15\%$ le rognage n'est pas la solution.

► **Calcul du coefficient de rognage :**

$$m = \sqrt{\frac{q}{Q}} = \sqrt{\frac{17.54}{17.7}} = 0.995$$

► **le rendement de rognage :**

$$R = (1 - m) \times 100 = (1 - 0.995) \times 100 = 0.5\% < 15\%$$

Donc on opte pour le rognage.

► **Calcul du diamètre rogné :**

$$d = D \times \sqrt{\frac{q}{Q}} = D \times m = 220 \times 0.995 = 218.9 \text{ mm}$$

IV.11.2. Puissances utile et absorbée :

$$Pu = \rho \times g \times HMT \times Q \quad IV.11$$

$$P_u = 1000 \times 9,81 \times 80,3 \times 0,0177$$

$$P_u = 13,94 \text{ kW}$$

$$\eta = \frac{P_u}{P_{abs}} \rightarrow P_{abs} = \frac{P_u}{\eta} \quad IV.12$$

$$P_{abs} = 13,94/0,75 = 18,59 \text{ KW}$$

IV.11.3. Etude de la cavitation :

On fixe : $H_a = 1 \text{ m}$; $\Delta H_a = 0 \text{ m}$.

$$(NPSH)_r = 1,89 \text{ m}$$

En appliquant la relation (5.11) ci-dessus on aura :

$$(NPSH)_d = (101325/1000 \cdot 9,81) + 1 - (0 + 0,24) = 11,09 \text{ m}$$

D'où :

$(NPSH)_d > (NPSH)_r$, donc la pompe ne cavite pas.

IV.12. Conclusion :

L'étude de la partie pompage nous a permis de choisir le type de la pompe qui convient à nos exigences, et à l'aide du catalogue numérique **CAPRARI**, le choix a été porté sur une pompe multicellulaire à axe horizontal de type **(PM100 / 6 C)** pour un rendement maximal de 75 % sauf qu'une modification (rognage) était nécessaire afin d'obtenir le débit et la HMT adéquat.

CHAPITRE V
PROTECTION DES
CONDUITES CONTRE LE
COUP DE BELIER

V.1. Introduction :

Dans ce cinquième chapitre nous allons étudier le phénomène du coup de bélier qui résulte d'un écoulement non permanent qui apparaît dans une conduite lorsqu'on provoque une variation importante et souvent rapide de débit à l'extrémité aval de celle-ci.

Il est très important d'étudier les moyens de protection de la conduite afin de limiter les effets des flexions longitudinales, des efforts d'ovalisations, l'agressivité des sols et les surpressions et dépressions puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux.

V.2. Définition du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire, caractérisé par un changement du régime d'écoulement dans la conduite, d'où l'apparition d'une série d'ondes de pression qui se propagent le long de la conduite en s'amortissant progressivement en raison des pertes d'énergie dues aux frottements.

V.3. Causes du coup de bélier :

Les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- Arrêt brutal, par disjonction inopinée, d'un ou de plusieurs groupe électropompes alimentant une conduite de refoulement débitant sur un réservoir, ou d'un démarrage d'une pompe ;
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé en bout d'une conduite d'adduction ;
- Fermeture de clapet anti-retour ;
- Entrée et purge d'air. Cavitation dynamique ;
- Turbulence de l'écoulement [7].

V.4. Conséquences du coup de bélier :

Le phénomène du coup de bélier est caractérisé principalement par l'apparition de surpression et/ou de dépression qui peuvent atteindre des grandeurs assez considérables, ce qui aura pour conséquences majeure la rupture des conduites soit par éclatement ou aplatissement.

Les autres conséquences de ce phénomène sont les suivantes :

- Déboitement des conduites ;
- Détérioration des joints ;
- Erosion des joints, rendant la conduite non étanche ;
- Détérioration des revêtements intérieurs [7].

V.5. Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti-bélier devront avoir pour effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

V.5.1. Volant d'inertie :

Couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

V.5.2. Soupape de décharge :

Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

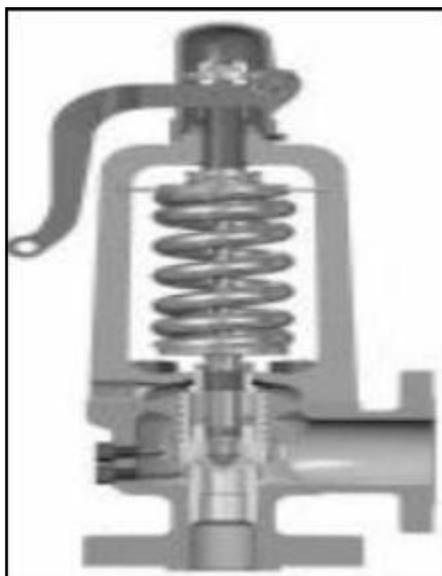


Figure V.1 : Soupape de sureté, anti-bélier

V.5.3. Réservoirs d'air :

Il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est la meilleure solution contre le coup de bélier.

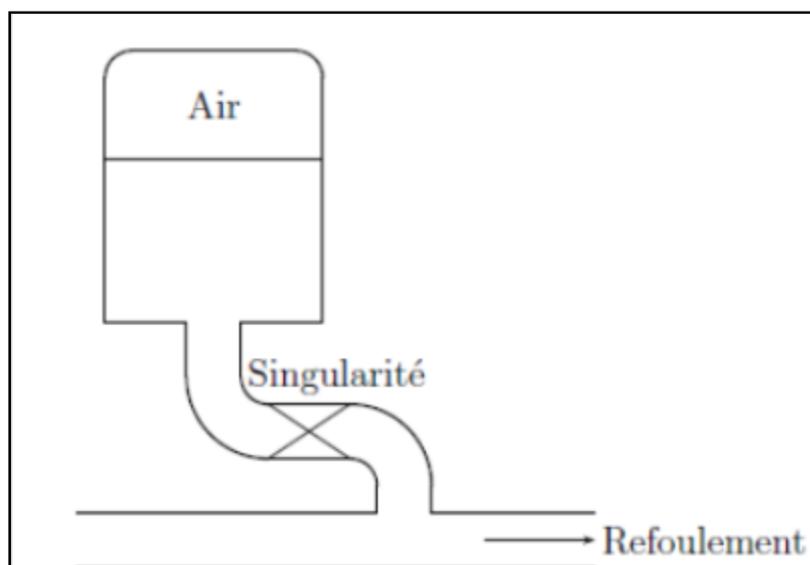


Figure V.2 : Principe de la disposition d'un réservoir d'air

V.5.4. Cheminée d'équilibre :

Elle protège les conduites aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

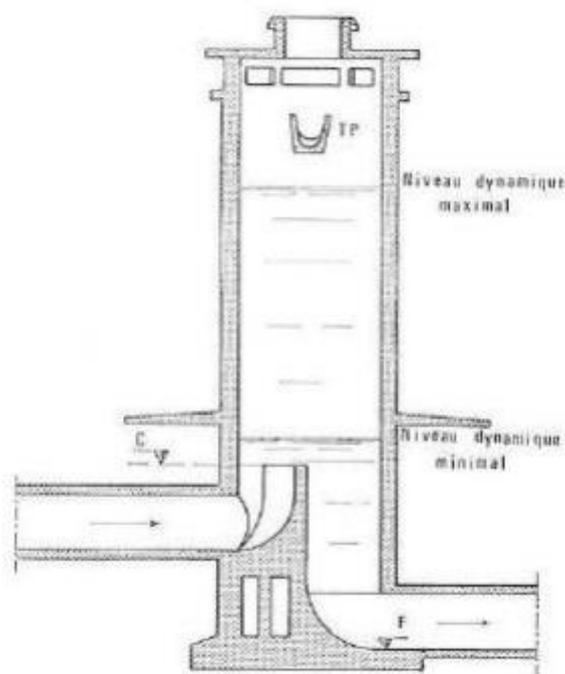


Figure V.3 : Vue en plan d'une cheminée d'équilibre

V.6. Principe :

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction de la pompe peut être assurée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station de pompage et raccordée au refoulement, immédiatement à l'aval du clapet.

Cette capacité contient de l'eau et de l'air, en marche normale la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré. A la disjonction, le clapet se ferme puisque la pompe ne fournit plus de pression : une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment la pression de l'air dans la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir. Après diminution progressive, puis annulation de sa vitesse, l'eau de la conduite revient en arrière et remonte dans la cloche, augmentant la pression dans la conduite de refoulement. La dissipation de l'énergie de l'eau

peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement qui est disposé à la base de la cloche. Ce dispositif est excessivement simple et protégera l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions. [7]

V.7. Méthode de résolution :

La méthode de BERGERON est actuellement la meilleure, elle nécessite quelques tâtonnements mais la précision est bonne.

V.8. Principe de calcul du réservoir d'air :

Le calcul permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximale dans la conduite de refoulement après avoir fixé au préalable le volume V_0 d'air en régime normal et les caractéristiques du dispositif d'étranglement. Si le premier essai n'est pas concluant (valeurs inadmissibles de la surpression ou de la dépression ou les deux à la fois), les calculs seront alors recommencés avec des nouvelles caractéristiques du réservoir ou de l'étranglement ou les deux à la fois.

V.9. Calculs hydrauliques :

V.9.1. Données de base :

Les caractéristiques de la conduite de refoulement sont données dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Valeurs des caractéristiques de la conduite de refoulement.

Caractéristiques de la conduite	
Longueur L [m]	. 985
Débit Q [m^3/s]	0.0175
Hauteur géométrique : Hg [m]	. 56

Vitesse d'écoulement : V [m/s]	. 1.38
--------------------------------	--------

V.9.2. Calcul de la dépression et la surpression :

► **Célérité :**

-La célérité des ondes (a) est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K \times (D/e)}} \quad (V.1)$$

Avec :

a : célérité de l'onde choc [m/s]

K : coefficient qui dépend du matériau (K=83 d'après le tableau ci-dessous)

D : Diamètre de la conduite [m] (Ø=0.140 mm)

e : Epaisseur de la conduite [m] (e=0.0127)

Tableau V.2 : les différentes valeurs de K en fonction du matériau.

Matériau	Fer	Acier	Fonte Grise	Fonte Ductile	Béton	Amiante Ciment	PVC	PEHD	PEBD
K	0.5	0.5	1.0	0.59	5	4	33	83	5000

$$a = 9900 / \sqrt{48.3 + 83 * (0.140 / 0.0127)}$$

$$a = 318.98 \text{ m/s}$$

► L'intervalle de temps d'un aller – retour :

$$\theta = \frac{2 \times L}{a} \quad (\text{V.2})$$

$$\Theta = 2 * 985 / 319.79$$

$$\Theta = 6.18 \text{ s}$$

► La valeur maximale du coup de bélier est donnée par :

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

$$B = 318.98 * 1.38 / 9.81$$

$$B = 44.87 \text{ m}$$

► La surpression maximale sera :

$$H_{max} = H_g + B \quad (\text{V.4})$$

$$H_{max} = 56 + 44.87$$

$$H_{max} = 100.87 \text{ m} = \mathbf{10.09 \text{ bars}} < \mathbf{16 \text{ bars}}.$$

► La dépression maximale sera :

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

$$H_d = 56 - 44.87$$

$$H_d = 11.13 \text{ m} = \mathbf{1.11 \text{ bars}} < \mathbf{16 \text{ bars}}.$$

V.10. Conclusion :

La surpression est de l'ordre de **10.09 bars**, la dépression est de l'ordre de **1.11 bars**, ce qui est largement inférieure à la pression nominale de notre conduite en PEHD qui est de l'ordre de **16 bars**, donc il n'y a pas de coup de bélier (inutile d'installer un réservoir d'air ni aucun autre dispositif anti-bélier).

CHAPITRE VI

DISTRIBUTION DES

EAUX

VI.1. Introduction :

L'eau stockée dans le réservoir doit être distribuée à l'aide d'une conduite maitresse, et sur laquelle sont branchées des conduites de diamètres moindres dites secondaires formant un réseau de canalisation sur lequel des branchements sont piqués en vue de l'alimentation en eau des abonnés. Toutefois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat à la canalisation, permettant d'assurer le débit de pointe avec une pression au sol compatible afin de satisfaire tous les besoins en eau des consommateurs même aux points les plus défavorables.

Le réseau de distribution doit pouvoir transiter les plus forts débits instantanés en tenant compte notamment du débit de pointe.

VI.2. Classification des réseaux de distribution :

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

VI.2.1. Réseau ramifié :

Les conduites ne comportent aucune alimentation en retour. Il présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture ; un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés à l'aval. [5]

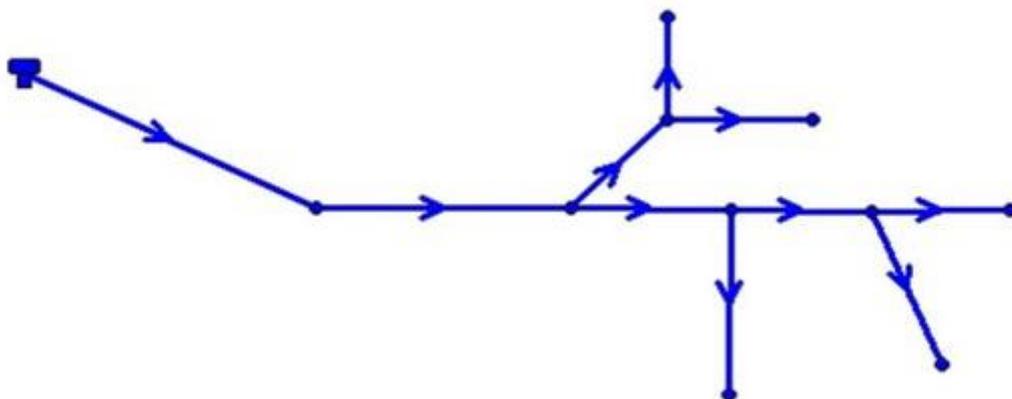


Figure VI.1 : schéma du réseau ramifié

VI.2.2. Réseau maillé :

Il permet, au contraire, une alimentation en retour, une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon « accidenté » et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés à l'aval. Il est plus coûteux d'établissement, mais en raison de la sécurité qu'il procure il doit être toujours préféré au réseau ramifié. Il est utilisé généralement dans les zones urbanisées. [5]

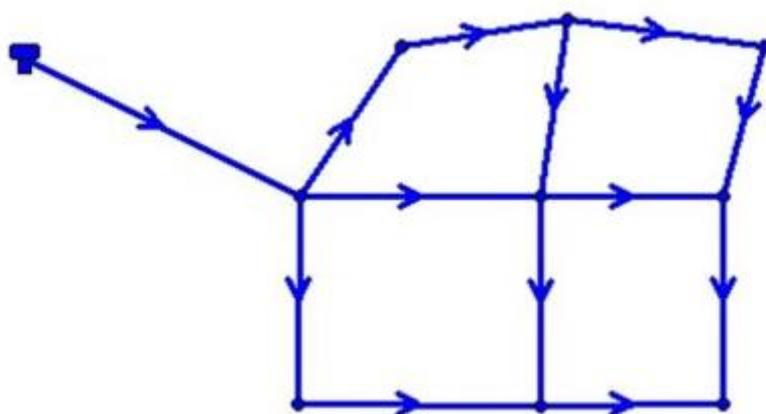


Figure (VI.2) : Schéma de réseau maillé

VI.2.3. Réseau étagé :

Conseillé dans le cas d'agglomérations présentant des différences de niveaux importantes. Il évite les problèmes énormes posés par les fortes pressions pour assurer une pression de service acceptable par contre la maintenance des équipements de sectionnement est fréquente. [5]

VI.2.4. Réseau combiné :

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

aussi pour des agglomérations qui présentent des endroits plats et d'autres accidentés. [5]

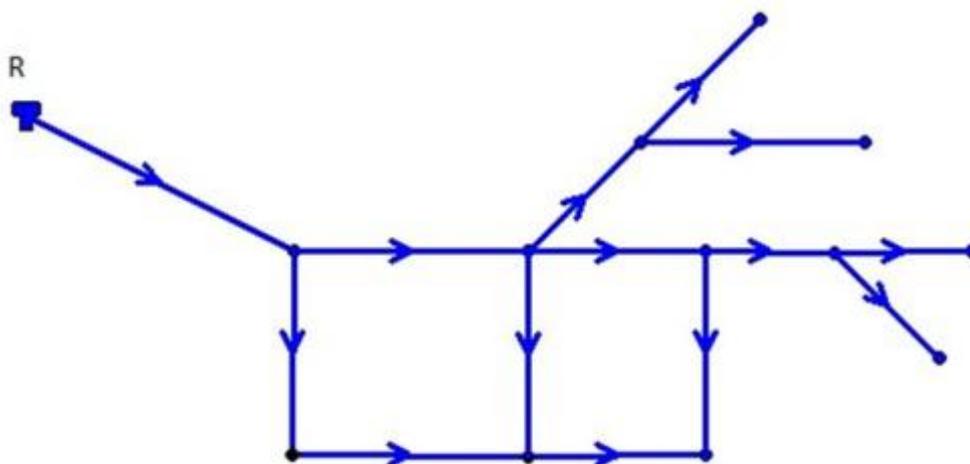


Figure (VI.3) : Schéma de réseau mixte

VI.3. Equipement du réseau de distribution :

VI.3.1. Appareils et accessoires du réseau :

Les accessoires qui devront être utilisés pour l'équipement du réseau de distribution sont résumés ci-après :

VI.3.1.1. Les canalisations :

- Conduites principales qui ont pour origine un réservoir ou une station de pompage. Elles assurent l'approvisionnement des conduites secondaires.
- Conduites secondaires assurent la liaison entre les conduites principales et les branchements.

VI.3.1.2. Robinets vannes :

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur le réseau et ils permettent ainsi de régler le débit.

VI.3.1.3. Bouches ou poteaux d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 17 (l/s) avec une pression de 10 mCE (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 200 à 300 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

VI.3.1.4. Clapets :

Les clapets ont un rôle d'empêcher le retour d'eau en sens contraire de l'écoulement prévu. On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

VI.3.1.5. Ventouses :

Les ventouses sont des organes qui sont placés aux points le plus hauts du réseau pour réduire la formation du vide dans les installations hydrauliques. Les ventouses ont pour formation spéciale l'alimentation des poches d'air dans la canalisation des conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

VI.3.1.6. Régulateurs de pression :

Ce sont des dispositifs permettant le réglage de la pression d'une façon à ne fournir au réseau de distribution que les pressions désirées.

VI.3.1.7. Robinets de vidange (décharge) :

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

VI.3.2. Pièces spéciales de raccord :

Ce sont des composants permettant d'adapter la conduite au tracé prévu au projet :

VI.3.2.1. Les Tés :

On envisage des tés à deux ou trois emboîtements permettant le raccordement des conduites présentant des diamètres différents. Il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.

VI.3.2.2. Les coudes :

Utilisés en cas de changement de direction.

VI.3.2.3. Les cônes de réduction :

Ce sont des organes de raccord entre différents diamètres. [5]

VI.4. Choix du type de matériau :

Dans le but du bon choix de type de matériau ; on prend en compte les paramètres suivants :

- Le diamètre ;
- La pression du service à supporter par le matériau ;
- Les conditions de pose ;
- Le prix ;
- La durée de vie du matériau ;
- La disponibilité de ce dernier sur le marché ;

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD PN16.

VI.5. Choix du tracé :

Avant d'établir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants :

- Minimiser le nombre de passages difficiles : traversées de route, de ravin, ...etc.
- Eviter les zones rocheuses pour faciliter la creusée de la tranchée.
- Préférer les zones accessibles : le long des chemins existants par exemple.
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation : problèmes fonciers. [14]

VI.6. Choix du type de réseau :

Etant donné les avantages qu'il offre, le réseau maillé est plus préférable pour notre projet.

VI.7. Description du réseau de distribution:

Dans la présente étude on doit calculer les paramètres nécessaires (diamètres, débit, vitesse, pression) pour concevoir un réseau de distribution économique et efficace pour assurer une alimentation continue et suffisante pour tout les habitants du POS N°07 de la ville d'Oued-Zenati, cette zone qui sera alimentée par un réservoir projeté de 500 m³ avec une cote de terrain naturel de 701m et qui est suffisamment élevée pour assurer une alimentation gravitaire pour toute l'agglomération même à ces zones les plus défavorables ; pour cela on a choisi un réseau maillé pour ces avantages précités auparavant, ce dernier sera dimensionné avec un débit de pointe ($Q_{h,max}=2955.69 \text{ m}^3/\text{j} = 34.20 \text{ l/s}$).

VI.8. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

VI.8.1. Hypothèses de calcul :

Les mêmes principes fondamentaux, évoqués pour les conduites d'adduction, s'appliquent aussi pour les canalisations de distribution: caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières, ligne piézométrique), diamètre économique, types de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, ventouse, brise charge, pièces spéciales) [14].

VI.8.1.1. Débit:

Une estimation, aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter. On calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe.

Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits. Le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant les heures de pointe).

Il faut aussi vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe + incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau est de $60 \text{ m}^3/\text{h}$ (soit 17 l/s). On tient compte de plusieurs incendies en même temps dans le cas d'une grande ville ou d'une agglomération à haut risque d'incendie [14].

VI.8.1.2. Vitesse :

La vitesse de l'eau dans le diamètre choisi d'un tronçon de distribution quelconque sera entre 0,5 et 1,5m/s.

Les vitesses inférieures à 0,5 m/s favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses supérieures à 1,5 m/s risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits. [14]

VI.8.1.3.Pression :

Le réseau doit assurer des pressions comprises entre 10 et 40 m. En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter les fortes pressions. [14]

VI.8.2. Calcul des débits :**VI.8.2.1. Calcul des Débits de pointe :**

le dimensionnement du réseau de distribution doit être fait avec le débit de pointe horaire ($Q_{hmax}=2955.69 \text{ m}^3/\text{j} = 34.20 \text{ l/s}$) et ceci pour que l'installation puisse satisfaire le débit demandé à l'heure de pointe du jour de l'année où la consommation est maximale.

VI.8.2.2. Calcul des débits spécifiques :

C'est le volume d'eau consommé à travers un mètre linéaire de canalisation pendant une seconde. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{sp} = (Q_p + Q_{inc}) / \sum L_i \quad IV.1$$

Avec

- Q_p : débit de pointe (l/s).
- Q_{inc} : débit d'incendie ; ($Q_{inc} = 17 \text{ l/s}$)
- $\sum L_i$ = somme des Longueurs des tronçons du réseau ;

VI.8.2.3. Calcul des débits en route :

C'est le débit consommé d'une façon uniforme le long d'un tronçon. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} * L_i \quad IV.2$$

Avec :

- Q_r : débit en route (l/s)
- Q_{sp} : le débit spécifique en (l/s/ml) ;
- L_i : longueur de la conduite (m).

VI.8.2.4. Calcul des débits aux nœuds :

Ils se calculent comme suit :

$$Q_{ni} = 0.5 * \sum Q_{ri} + Q_{conc} \quad IV.3$$

Avec:

- Q_{ni} : le débit au nœud " i".
- $\sum Q_r$: Somme des débits en route des tronçons reliés au nœud " i".
- $\sum Q_{conc}$: La somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré

Pour notre cas

$$\sum Q_{con} = 0 \text{ l/s}$$

Ce qui donne : $Q_{ni} = 0.5 * \sum Q_{ri}$

V.8.3. Calcul du réseau :

Le réseau de la zone d'extension constitué de **6** mailles, **16** nœuds et **21** conduites est alimenté par un débit total de ($Q_h \text{ max} + Q_{inc}$) de 51.2 l/s.

Dimensionnement de la conduite principale reliant le réservoir et le nœud **1** :

$$Q=51.2 \text{ l/s} \quad \rightarrow \quad Q=0.0512 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous avons: $D = \sqrt{Q} = \sqrt{0.0512} = 0.226 \text{ m}$

On peut prendre un diamètre nominal de $D= 250 \text{ mm}$

Avec un débit de 51.2 l/s et un linéaire total de 3477,84 ml en aura $Q_{sp}= 0,0147 \text{ l/s/ml}$

Les calculs des débits en route et en noeud sont présentés au tableau suivant :

Tableau VI. 1 : Calculs préliminaires des débit.

<i>Nœuds</i>	<i>Tronçons</i>		<i>Longueur (m)</i>	<i>Débit spécifique (l/s)</i>	<i>Débit en route (l/s)</i>	<i>Débit nodal (l/s)</i>
N1 (Réservoir)	N1	N2	80,49	Conduite d'amenée		
N2	N2	N3	111,36	0,0147	1,64	1,64
	N2	N4	111,70	0,0147	1,64	
N3	N3	N2	111,36	0,0147	1,64	2,32
	N3	N5	87,51	0,0147	1,29	
	N3	N7	116,40	0,0147	1,71	
N4	N4	N2	111,70	0,0147	1,64	4,41
	N4	N8	404,20	0,0147	5,95	
	N4	N11	82,62	0,0147	1,22	
N5	N5	N3	87,51	0,0147	1,29	2,47

CHAPITRE VI DISTRIBUTION DES EAUX

	N5	N6	248,00	0,0147	3,65	
N6	N6	N5	248,00	0,0147	3,65	3,70
	N6	N7	255,30	0,0147	3,76	
N7	N7	N3	116,40	0,0147	1,71	3,17
	N7	N6	255,30	0,0147	3,76	
	N7	N8	58,62	0,0147	0,86	
N8	N8	N4	404,20	0,0147	5,95	3,87
	N8	N7	58,62	0,0147	0,86	
	N8	N9	62,82	0,0147	0,92	
N9	N9	N8	62,82	0,0147	0,92	5,76
	N9	N10	165,20	0,0147	2,43	
	N9	N11	554,20	0,0147	8,16	
N10	N10	N9	165,20	0,0147	2,43	3,89
	N10	N16	363,30	0,0147	5,35	
N11	N11	N4	82,62	0,0147	1,22	5,71
	N11	N9	554,20	0,0147	8,16	
	N11	N12	138,90	0,0147	2,04	

N12	N12	N11	138,90	0,0147	2,04	3,19
	N12	N13	206,50	0,0147	3,04	
	N12	N14	87,52	0,0147	1,29	
N13	N13	N12	206,50	0,0147	3,04	2,71
	N13	N14	89,92	0,0147	1,32	
	N13	N16	71,47	0,0147	1,05	
N14	N14	N12	87,52	0,0147	1,29	2,25
	N14	N13	89,92	0,0147	1,32	
	N14	N15	128,70	0,0147	1,89	
N15	N15	N14	128,70	0,0147	1,89	1,93
	N15	N16	133,60	0,0147	1,97	
N16	N16	N10	363,30	0,0147	5,35	4,18
	N16	N13	71,47	0,0147	1,05	
	N16	N15	133,60	0,0147	1,97	

VI.9. Calcul des réseaux maillés par le logiciel EPANET :

VI.9.1. Présentation du logiciel :

EPANET est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitative de l'eau sur de longues durées dans les réseaux sous pressions. Un réseau est défini sous

EPANET comme un ensemble de tuyaux, nœuds (jonction de tuyau), pompes, vannes bâches et réservoirs. Le logiciel calcule le débit et la vitesse dans chaque tuyau, la pression à chaque nœud, le niveau de l'eau dans les réservoirs, et la concentration des substances chimiques dans les différentes parties du réseau. Au cours d'une durée de la simulation, le logiciel est également capable de calculer les temps de séjour et de suivre l'origine de l'eau.

VI.9.2. Les étapes d'utilisation du logiciel EPANET :

Les étapes classiques de l'utilisation d'EPANET pour modéliser un système de distribution d'eau sont les suivantes :

- ❑ Dessiner un réseau représentant le système de distribution ou importer une description de base du réseau enregistrée dans un fichier au format texte ;
- ❑ Saisir les propriétés des éléments du réseau ;
- ❑ Décrire le fonctionnement du système ;
- ❑ Sélectionner un ensemble d'options de simulation ;
- ❑ Lancer une simulation hydraulique ou une analyse de la qualité ;
- ❑ Visualiser les résultats d'une simulation [14].

VI.9.3. Modélisation du réseau :

EPANET modélise un système de distribution d'eau comme un ensemble d'arcs et de nœuds. Les arcs représentent des tuyaux, des pompes, et des vannes de contrôle. Les nœuds représentent des nœuds de demande, des réservoirs et des bâches.

➤ Première étape :

Consiste à représenter le tracé de notre réseau que nous avons dessiné au préalable sur le plan de masse à l'aide du logiciel d'Auto-CAD, ensuite l'exporter à partir de ce dernier sous forme d'un métafichier (*.wmf), et enfin l'enregistrer.

➤ Deuxième étape:

Consiste à ouvrir EPANET et d'importer le métafichier, en l'insérant comme fond d'écran, ensuite reproduire le réseau sur EPANET en suivant l'allure de ce dernier qui a été inséré

comme fond d'écran.

➤ **Troisième étape :**

Dans cette étape, on commence à introduire les propriétés de notre réseau :

▣ **Au niveau des nœuds :**

Les nœuds de demande sont les points du réseau où les arcs se rejoignent. Ce sont des points d'entrée ou de sortie d'eau et peuvent également ne pas avoir de débit. Les données d'entrée minimales exigées pour les Nœuds de demande sont :

- La cote du nœud par rapport à un plan de référence ;
- La demande en eau (débit au nœud).

Les résultats calculés aux nœuds de demande, à chacun des intervalles de temps d'une simulation sont :

- La charge hydraulique (ou hauteur piézométrique) ;
- La pression.

▣ **Au niveau des réservoirs :**

Les réservoirs sont des nœuds avec une capacité de stockage, dont le volume d'eau stocké peut varier au cours du temps. Les données de base pour des réservoirs sont les suivantes :

- L'altitude du radier ;
- Le diamètre ;
- Le niveau maximal, initial et minimal.

Les principaux éléments calculés dans la simulation sont les suivants :

- La charge (altitude de l'eau) ;
- La pression (niveau de l'eau) ;

▣ **Au niveau des arcs (tuyaux) :**

Les tuyaux sont des arcs qui transportent l'eau d'un point du réseau à l'autre. EPANET suppose que tous les tuyaux sont pleins à tout instant. L'eau s'écoule de l'extrémité qui a la charge hydraulique la plus élevée (altitude + pression, ou énergie interne par poids d'eau) à celle qui a la charge hydraulique la plus faible. Les données de base pour les tuyaux sont :

- Les nœuds initial et final ;
- Le diamètre ;
- La longueur ;
- Le coefficient de rugosité (pour déterminer la perte de charge). Les valeurs calculées pour les tuyaux incluent :
 - le débit ;
 - la vitesse d'écoulement ;
 - la perte de charge ;
 - la vitesse moyenne de réaction (le long du tuyau).
 - Le diamètre qui donne des vitesses entre 0.5 et 1.5 m/s [14].

➤ Schéma de notre réseau

Le schéma du réseau est représenté dans la figure suivante :

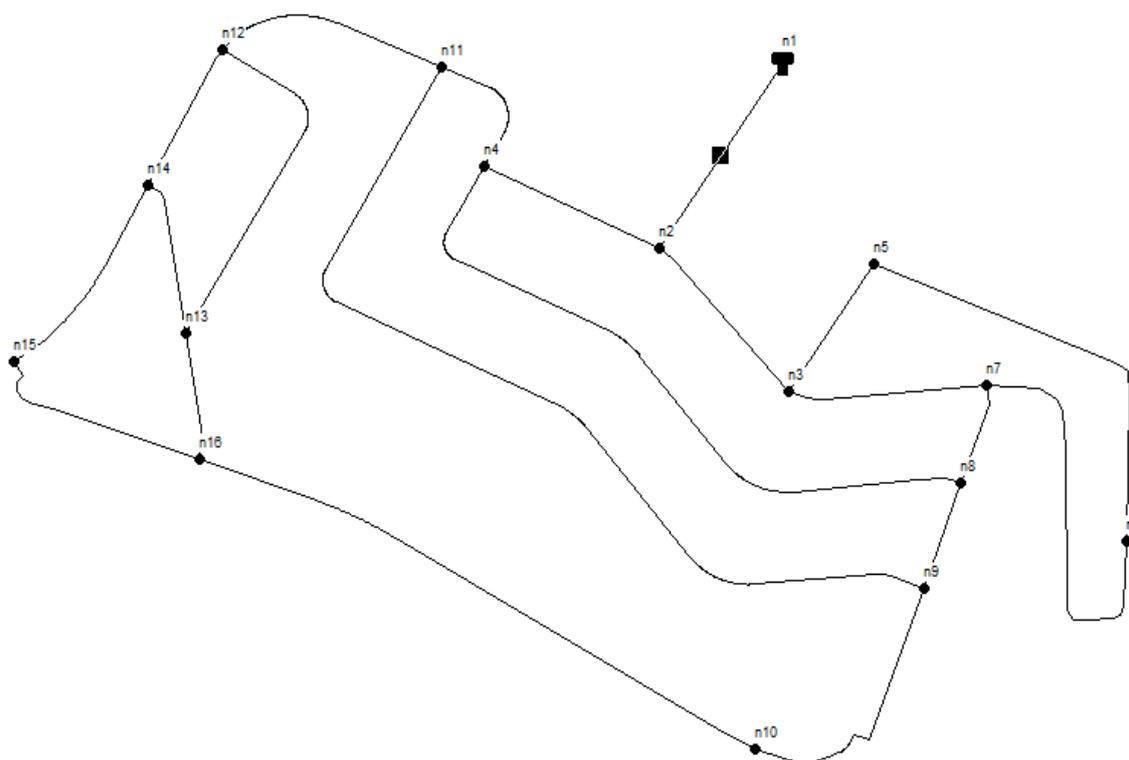


Figure VI.4 : Schéma du réseau

- Les résultats finaux obtenus pour les calculs des nœuds et des arcs sont représentés respectivement dans les tableaux ci-après :

Tableau VI. 2 : Etat des nœuds des réseaux

ID Nœud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
Réservoir n1	701,00	-	703,00	2,00
Nœud n2	691,98	1,64	702,39	10,41
Nœud n3	678,50	2,32	701,26	22,76
Nœud n4	686,78	4,41	701,38	14,61

Nœud n5	676,26	2,47	700,14	23,88
Nœud n6	684,00	3,70	698,04	14,04
Nœud n7	676,14	3,17	699,55	23,42
Nœud n8	668,36	3,87	697,92	29,56
Nœud n9	665,11	5,76	695,85	30,75
Nœud n10	657,22	3,89	694,32	37,10
Nœud n11	679,53	5,71	700,88	21,35
Nœud n12	664,08	3,19	699,79	35,71
Nœud n13	660,97	2,71	697,63	36,65
Nœud n14	653,48	2,25	699,48	46,00
Nœud n15	644,98	1,93	698,31	53,33
Nœud n16	655,07	4,18	696,70	41,63

Remarque : On remarque qu'il y'a des pressions supérieures à 40 m qui est l'équivalent de 4bars ce qui ne représente aucun danger pour nos conduites qui supporte un maximum de pression de 16 bars, mais on propose comme même de placer des régulateurs de pression pour protéger les équipements sur place

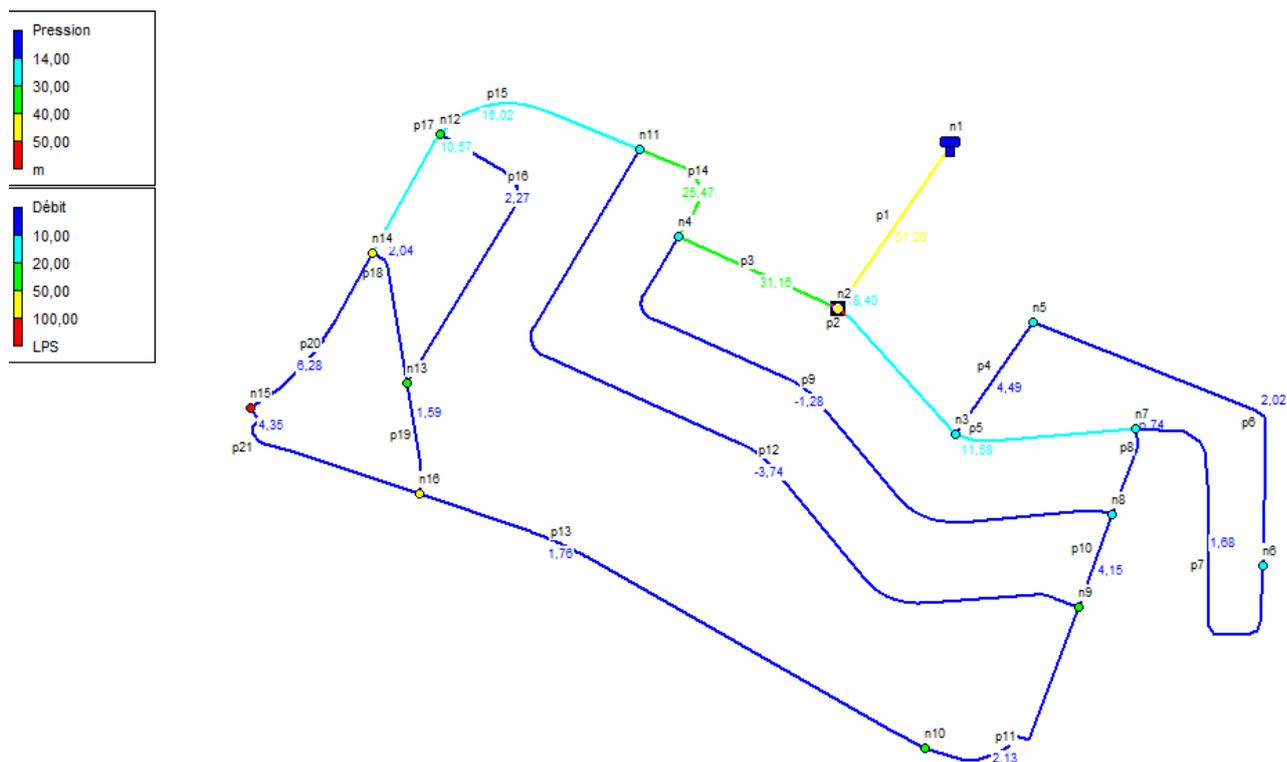


Figure VI.5 : Schéma des pressions

Tableau VI. 3 : Calculs des diamètres et vitesses et pertes de charges

ID Arc			Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
			m	mm	l/s	m/s	m/km
Tuyau p1	N1	N2	80,49	220,4	51,2	1,34	7,54
Tuyau p2	N2	N3	111,36	141	18,4	1,18	10,18
Tuyau p3	N2	N4	111,7	176,2	31,16	1,28	9,03
Tuyau p4	N3	N5	87,51	79,2	4,49	0,91	12,83

CHAPITRE VI DISTRIBUTION DES EAUX

Tuyau p5	N3	N7	116,4	110,2	11,58	1,21	14,65
Tuyau p6	N5	N6	248	63,8	2,02	0,63	8,47
Tuyau p7	N6	N7	255,3	63,8	1,68	0,52	5,95
Tuyau p8	N7	N8	58,62	79,2	6,74	1,37	27,81
Tuyau p9	N4	N8	404,2	53,6	-1,28	0,57	8,56
Tuyau p10	N8	N9	62,82	63,8	4,15	1,3	32,95
Tuyau p11	N9	N10	165,2	63,8	2,13	0,66	9,28
Tuyau p12	N9	N11	554,2	79,2	-3,74	0,76	9,06
Tuyau p13	N10	N16	363,3	63,8	1,76	0,55	6,55
Tuyau p14	N4	N11	82,62	176,2	25,47	1,04	6,14
Tuyau p15	N11	N12	138,9	141	16,02	1,03	7,82
Tuyau p16	N12	N13	206,5	63,8	2,27	0,71	10,47
Tuyau p17	N12	N14	87,52	141	10,57	0,68	3,55
Tuyau p18	N13	N14	89,92	53,6	2,04	0,9	20,6
Tuyau p19	N13	N16	71,47	53,6	1,59	0,71	12,97
Tuyau p20	N14	N15	128,7	96,2	6,28	0,86	9,07
Tuyau p21	N15	N16	133,6	79,2	4,35	0,88	12,06

CONCLUSION GENERALE

Comme on a vu préalablement une conception d'un réseau d'alimentation en eau potable demande une étude minutieuse qui couvre toutes les étapes de la réalisation de ce dernier, ce qui nous a permis de mettre en pratique, toutes les connaissances acquises dans tous les domaines de l'hydraulique durant notre cycle de formation ; les étapes de cette présente étude peuvent être résumées dans les points suivants :

- Une estimation des différents besoins en eau potable de la zone d'étude qui est le POS 07 à Oued-Zenati à l'horizon 2042 qui a donné un débit maximum journalier de $1515.74 \text{ m}^3/\text{j}$ Soit 17.54 l/s ;
- Le calcul de différents paramètres hydrauliques tel que la vitesse d'écoulement, les pertes de charge... afin de trouver une solution idéale du point de vue technique et économique pour l'adduction ce qui a abouti à un choix judicieux d'un tube en PEHD de diamètre nominal $\varnothing = 140 \text{ mm}$ PN 16 bars
- Le choix du volume du réservoir de stockage qui répond aux besoins de l'agglomération ciblée de cette étude et qui est l'équivalent de 500 m^3 .
- à l'aide du catalogue numérique CAPRARI, nous avons choisi une pompe multicellulaire à axe horizontal de type (PM100/6C) pour un rendement maximal de 75%.
- Une étude du phénomène du coup de bélier dans le but de la protection des conduites ou le résultat était l'inutilité de l'installation d'un réservoir d'air ni aucun autre dispositif anti-coup de bélier
- Finalement un dimensionnement du réseau de distribution a conclu l'étude avec l'utilisation du logiciel EPANET

Toutefois, et d'après mon expérience sur le terrain, même si cette étude nous rapproche le plus possible de la solution idéale elle ne peut pas nous éviter les imprévus qu'on peut rencontrer sur le terrain tel que le changement d'une partie du tracé suite à la rencontre d'obstacle lors de la creusé de la tranchée, ce qui peut changer beaucoup de choses. Dans ce cas l'hydraulicien chargé du suivi technique du projet doit avoir la souplesse et le savoir-faire nécessaires pour prendre la bonne décision sans pour autant entraver le bon déroulement des travaux.

CONCLUSION GENERALE

Une étude bien conçue peut nous éviter beaucoup de dégâts que ce soit sur le plan technique (pression insuffisante pour alimenter les points défavorables, éclatement des tuyaux...), économique (surdimensionnement de conduites...) Et même esthétique (ouverture de tranchées à chaque fois pour la réparation des dégâts...)

En final, j'espère avoir répondu à l'objectif fixé au départ de ce projet et que ce modeste travail servira comme référence pour les étudiants et qu'il puisse servir d'approche pour la réalisation de ce projet.

Je voudrai remercier d'avance les membres du jury qui me feront l'honneur de bien vouloir étudier avec attention mon travail aussi, j'accepte sans réserve toutes les remarques, les critiques et les suggestions nécessaires à l'enrichissement de cette étude.

Références bibliographiques

- [1] : A. Hafiane BEAU : Etude du POS N° 07 Oued Zenati « Phase préliminaire ».
- [2] : M. Dorbani « 2021-2022 » cours Distribution et Collecte des eaux urbaines-Master II-Hydraulique Urbaine
- [3] : A. Dupont : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-élévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 1979
- [4] : N. Benzannache « 2020-2021 » cours AEP-Licence LMD-Hydraulique Urbaine.
- [5] : I. Douakha 2021 Mémoire de Master Conception et calcul d'un système d'alimentation en eau potable ; CAS de POS Hadjar Mengoub, Université 8 Mai 1945 de Guelma.
- [6] : F. Valiron : Gestion des eaux, alimentation en eau et assainissement, presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1989.
- [7] : N. Haffaressas 2019 Mémoire de Master Alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'Oued-Zenati, Université 8 Mai 1945 de Guelma
- [8] : A. Taieb & Y. Ben Salem, 2015, Cours Mécanique des fluides, Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Kélibia
- [9] : D. Temacini, 2019 Mémoire de Master2 Etude et dimensionnement d'une pompe à boue, Université Mohamed khider – Biskra,
- [10] : https://www.azprocede.fr/Cours_GC/pompe_introduction.html
- [11] : <https://fsnv.univ-bba.dz/wpcontent/uploads/2020/09/R%C3%A9sum%C3%A9M1Am%C3%A9nagement-HydroAgricole-Pompe-et-Station-de-pompage-.pdf>
- [12] :
http://christophe.boutry.pagespersoorange.fr/Site/Cours_files/technologie%20des%20pompes.pdf
- [13] : M. Limam & N. Benhammami, 2019 Mémoire de Master2, Etude de comparaison énergétique d'un groupement de pompes à fluide non incompressible: en série et en parallèle, Université A/Hamid Ben Badis Mostaganem,

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [14] : A. Meddour et A. Medini 2021 Mémoire de Master ; Etude du réseau d'AEP des deux villages Taourirt et Bounaïme Commune Benidjellil, W Bejaïa.
- [15] : [https://static.mypum.fr/media/FT/BX-FT-Tube_PE_bandes_bleues_Groupe_2_\(E01012016\).pdf](https://static.mypum.fr/media/FT/BX-FT-Tube_PE_bandes_bleues_Groupe_2_(E01012016).pdf)
- [16] : [http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Station_de_pompage_\(HU\)](http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Station_de_pompage_(HU)) .

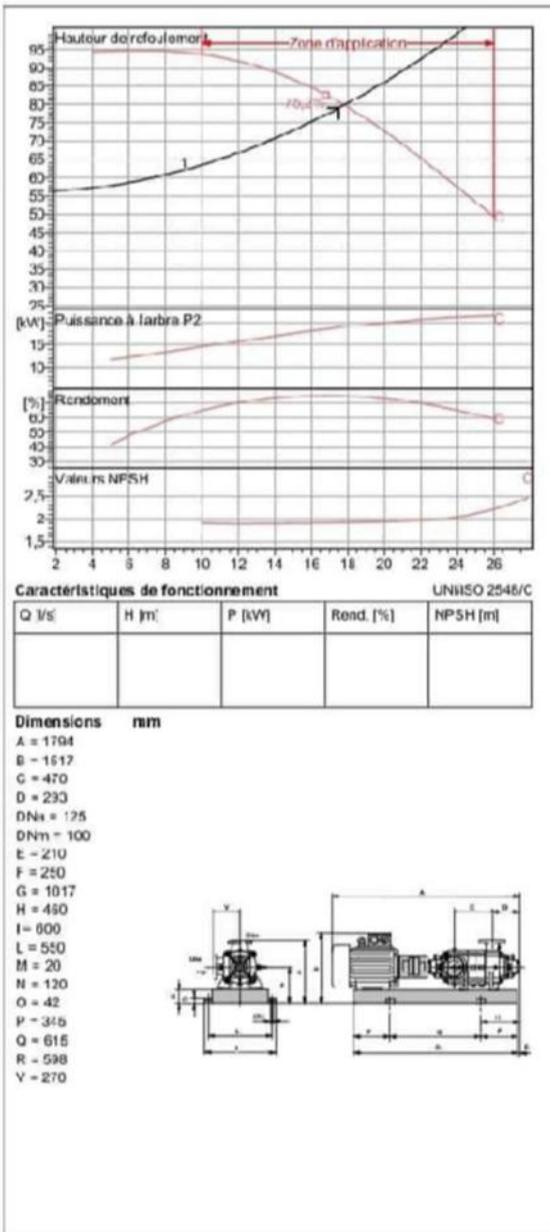
ANNEXE

ANNEX N° 01



COMPANY
WITH QUALITY SYSTEM
CERTIFIED BY DNV
= ISO 9001 =

PM 100/ 6 C	
Caractéristiques requises	
Débit	17,5 /s
Hauteur de refoulement	79,2 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
Nb de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	17,8 /s
Hauteur de refoulement	79,9 m
Puissance absorbée	19 kW
Rendement	75%
Hauteur manométrique H(Q=0)	94,6 m
Ø d. de refoulement	100 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	22 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
Limites opérationnelles	
Démarrages / h max.	10
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m³
Densité max.	993 kg/m³
Viscosité maxi	1 mm²/s
Caractéristiques générales	
Poids	545 kg
Matériaux	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bagne d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Abris	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Cautchouc au nitrile
Roulements à billes	Acier
Presso-Écoupe	Fonte
Étoupe	Tresse graphitée



Notes:

Date	Page	Offre n°	Pes. N°
17.05.2022	1		

PumpFutur Version: 2.0 - 05.05.2009 (Build 464)

ANNEXE N° 2

GAMME, DIMENSIONS, POIDS

DN (mm)	PN 10 SDR17 PE100		PN 12.5 SDR13,6 PE100		PN 16 SDR11 PE100		PN 20 SDR9 PE100		PN 25 SDR7,4 PE100	
	Ep. (mm)	Poids (kg/m)	Ep. (mm)	Poids (kg/m)	Ep. (mm)	Poids (kg/m)	Ep. (mm)	Poids (kg/m)	Ep. (mm)	Poids (kg/m)
20	-	-	-	-	3,0	0,170	3,0	0,170	3,0	0,170
25	-	-	-	-	3,0	0,210	3,0	0,210	3,5	0,250
32	3,0	0,279	3,0	0,279	3,0	0,279	3,6	0,326	4,4	0,390
40	3,0	0,362	3,0	0,362	3,7	0,431	4,5	0,510	5,5	0,610
50	3,0	0,462	3,7	0,555	4,6	0,670	5,6	0,790	6,9	0,950
63	3,8	0,734	4,7	0,884	5,8	1,06	7,1	1,26	8,6	1,49
75	4,5	1,04	5,6	1,25	6,8	1,48	8,4	1,77	10,3	2,12
90	5,4	1,47	6,7	1,77	8,2	2,15	10,1	2,57	12,3	3,04
110	6,6	2,19	8,1	2,65	10	3,19	12,3	3,82	15,1	4,55
125	7,4	2,79	9,2	3,41	11,4	4,13	14,0	4,94	17,1	5,83
140	8,3	3,50	10,3	4,27	12,7	5,15	15,7	6,20	19,2	7,35
160	9,5	4,57	11,8	5,60	14,6	6,75	17,9	8,07	21,9	9,58
180	10,7	5,80	13,3	7,10	16,4	8,55	20,1	10,2	24,6	12,1
200	11,9	7,15	14,7	8,70	18,2	10,6	22,4	12,65	27,4	15,0
225	13,4	9,05	16,6	11,0	20,5	13,3	25,2	16,0	30,8	18,95
250	14,8	11,1	18,4	13,6	22,7	16,4	27,9	19,65	34,2	23,4
280	16,6	14,0	20,6	17,0	25,4	20,6	31,3	24,7	38,3	29,3
315	18,7	17,7	23,2	21,6	28,6	26,0	35,2	31,2	43,1	37,1
355	21,1	22,5	26,1	27,3	32,2	33,0	39,7	39,7	48,5	47,0
400	23,7	28,4	29,4	34,6	36,3	42,0	44,7	50,3	54,7	59,7
450	26,7	35,9	33,1	43,9	40,9	53,1	50,3	63,7	61,5	75,6
500	29,7	44,5	36,8	54,5	45,4	65,5	55,8	78,5	-	-
560	33,2	55,5	41,2	68,0	50,8	82,5	-	-	-	-
630	37,4	70,5	46,3	86,0	57,2	104,0	-	-	-	-
710	42,1	89,0	52,2	109,0	-	-	-	-	-	-
800	47,4	113,0	58,8	139,0	-	-	-	-	-	-