

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA



Faculté des Sciences et Sciences Appliquées  
Département de Génie Civil

**Mémoire de Fin d'Etude**

Présenté par :

**DEMDOUM Sid ahmed**

**ELGHETTAS Ayoub**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en :

Filière : **Hydraulique**

Option : **Ressources Hydrauliques**

**Thème**

**Etude du système d'alimentation en eau potable de la commune de  
TAOURGA (wilaya de Boumerdes)**

Devant le jury composé de :

<b>KHALDI</b>	<b>Ramzi</b>	<b>MCA</b>	<b>UAMOB</b>	<b>Président</b>
<b>MERIDJA</b>	<b>Madani</b>	<b>MCA</b>	<b>UAMOB</b>	<b>Encadreur</b>
<b>GHERNAOUT</b>	<b>Redhouane</b>	<b>MCA</b>	<b>UAMOB</b>	<b>Examineur</b>

**Année Universitaire 2020/2021**

# Remerciements

Au terme de cette étude, nous tenous à exprimer nos vifs remerciements:

- A nos chère, famille, de leurs aides morale et financière
- Notre promoteur Mr **MERIDJA** , pour ses conseils et ses consultations qui nous ont tous aidé à la réalisation de notre projet.
- Tout le corps enseignant et personnel de **ST BOUIRA**, qui ont contribué de près où de loin à notre formation.
- Nous remercions également les membres du jury pour avoir pris la peine d'évaluer ce modeste travail.
- Enfin, nous tenous à remercier tous ceux qui ont participé avec un geste, morale ou physique, pour achever ce mémoire.

# Dédicace

Nous dédions ce modeste travail d'abord à nos très chers familles « DEMDOUM et ELGHETTES » pour tout leurs sacrifices corps et âme afin de nous offrir le repos et le bonheur. Pour l'éducation qu'ils nous ont inculquée, pour leurs soutiens moral et matériel dont nous avons bénéficié à chaque fois que nous avons en besoin, pour l'amour et la tendresse qu'ils nous ont réservé et la patience et le dévouement qu'ils nous ont insufflés. Très cher familles, nous vous remercierons jamais assez pour vos actes.

Ensuite à nos adorables sœurs et frères.

Sans oublier nos amis : TAMMAR Nassr eddin ; BOUROUROU Billel ; MAHICHE Houssem eddine ; BELKACMI Daris ;... et toute ma famille de ST de BOUIRA.

## الملخص :

تهدف أطروحة نهاية الدراسة هذه إلى توفير مياه الشرب لمدينة تاورقة الواقعة في ولاية بومرداس.

بعد جمع جميع البيانات الأساسية لمنطقة الدراسة ، قمنا أولاً بتطوير حساب السكان الحاليين والأفق 2051 ، ثم الاحتياجات المائية التي حددنا من خلالها الحد الأقصى للتدفق اليومي وذروة التدفق بالساعة ، وكذلك حالة بنيتها التحتية الحالية ، والهيكل المخطط لها لحجم شبكة توزيع المياه لدينا :

تتنوع الأقطار بين: mm 20 و mm 400

السرعات تتنوع بين: s/m 0.46 و s/m 1.7

وتنوعت الضغوط بين: m 34.67 و m60

أتاحت دراسة فنية اقتصادية للتقريب اعتماد النتائج التالية:

سيتم تجهيز قسم الجاذبية SPET-1BR بأنبوب PEHD بطول 970 متر وقطر 250 مم D =

المقطعان 1F-1BR و 2F-1BR بطول 1200 م وقطر D = 250 مم

ثم تنتقل الأقسام من 1BR إلى 2BR2 إلى الخزان المسقط بطول 7200 م وقطر 315 مم D =

جعل حجم الخزان من الممكن تصميم هيكل تخزين بسعة 500 م 3 طورقة من أجل إمداد المدينة بأفق 2051.

تم تحديد اختيار نوع المضخة باستخدام برنامج CAPRARI. تم اتخاذ القرار للمضخات من النوع : PM 150/7 B لـ

BR1 و BR2 لـ PM 125/3 B ، حيث نقاط التشغيل الخاصة به (معدل تدفق يبلغ 64.5 لتر / ثانية لـ HMT = 194 م

ومعدل التدفق = 70 لتر / ثانية لـ 267 م) وآخر من نفس النوع من حالات الطوارئ.

لكل بئر يستخدم المرء مضختين غاطستين من النوع E12S55 / 4D + M10125 لـ F1 و E10S55/5A +

M10125 لـ F2.

في النهاية قدمنا الحلول لحماية المنشآت من المطرقة المائية.

## **Résumé :**

Ce mémoire de fin d'étude a pour but l'alimentation en eau potable de la ville de Taourga situé à wilaya de Boumerdes.

Après avoir recueilli toutes les données indispensables de la zone d'étude, on a élaboré en premier lieu le calcul de la population actuelle et à l'horizon 2051, ensuite les besoins en eau à partir des quels on a déterminé le débit maximal journalier et le débit de pointe horaire, pour dimensionner notre réseau de distribution des eaux

Les diamètres se varié entre : 20 mm et 400 mm

Les vitesses se varié entre : 0.46 m/s et 1.7 m/s

Et les pressions se varié entre : 34.67 m et 60 m

Une étude technico-économique de l'adduction a permis d'adopter les résultats suivants :

Le tronçon gravitaire SPET-BR1 sera doté d'une conduite en PEHD de longueur 970 m, et de diamètre  $D= 250$  mm.

Les tronçons F1-BR1 et F2-BR1 de longueur 1200 m avec un diamètre  $D= 250$  mm

Les tronçons BR1 vers BR2 ensuite vers le réservoir projetée, de longueur 7200 m avec un diamètre  $D= 315$  mm.

Le dimensionnement du réservoir a permis de projeté un ouvrage de stockage de capacité de  $500 \text{ m}^3$ TAOURGA afin d'alimenter la ville pour l'horizon 2051.

Le choix du type des pompes a été déterminé à l'aide du logiciel CAPRARI .La décision a été prise pour des pompes de type ...PM 150/ 7 B pour BR1 et PM 125/ 3 B pour BR2, dont les point de fonctionnements (un débit de 64,5 l/s pour un HMT = 194 m et un débit = 70 l/s pour 267 m) et une autre de même type de secours.

Pour chaque forage on utilise une deux pompes immergées de type E12S55/4D + M10125 pour F1 et E10S55/5A + M10125 pour F2.

A la fin nous avons donné les solutions de protection des installations contre lecoups de bélier.

## **Abstract :**

The purpose of this memory of end of study is the drinking water supply of the town of Taourga located at wilaya of Boumerdes.

After collecthaving collected all the essential data of the zone of study, one worked out initially calculation of the current population and by 2051, then requirements out of water from which the daily maximum flow was determined and time peak output, to size our water distribution network.

The diameters vary between: 20 mm and 400 mm ;

The speeds vary between: 0.46 m/s and 1.7 m/s ;

And the pressures varied between: 34.67 m and 60 m ;

A technico-economic study adduction allowed to adopt the following results:

Gravitating section SPET-BR1 will be equipped with a control in PEHD length 970 m, and diameter  $D = 250$  mm.

Section F1-BR1 and F2-BR1 length 1200 m with diameter a diameter  $D = 250$  mm

Section BR1 towards BR2 then towards the tank projected, length 7200 m with a diameter  $D = 315$  mm.

The dimensioning of the tank allowed projected work of storage of capacity of 500 m<sup>3</sup>TAOURGAafin to feed the city for the horizon 2051.

The choice of the type of the pumps was given using software CAPRARI. The decision was taken for pumps of the type... PM 150/7 B for BR1 and PM 125/3 B for BR2, of which the point of operations (a flow of 64,5 l/s for HMT = 194 m and a flow = 70 l/s for 267 m) and another of the same type of help.

For each drilling one uses one two submerged pumps of type E12S55/4D + M10125 for F1 and E10S55/5A + M10125 for F2.

To the end we gave the solutions of protection of the installations against the cut of ram.

## Sommaire

### Introduction générale.

## Chapitre I

I.1-Présentation et situation de la commune : .....	1
I.1.1-Situation géographique : .....	1
I.1.2-Limites administratives:.....	1
I.1.4-Milieus physiques du site : .....	2
a- Aspects topographiques.....	2
b- Aspect géologique et tectonique .....	2
c- Le Climat:.....	3
I.1.6- Ressource disponibles : .....	5
a-Eaux superficielles : .....	5
b-Eaux souterraine : .....	5
I.2- Aaspect sociodémographique : .....	6
I.3- Evolution de la population : .....	6
I.4- Conclusion.....	8

## Chapitre II

II.1- Introduction.....	9
II.2- Evaluation démographique : .....	9
II.3- L'évaluation de la consommation moyenne journalière : .....	10
II.3.1- Besoins domestiques : .....	11
II.3.2- Les besoins scolaires: .....	12
II.3.3- Besoins administratifs: .....	13
II.3.4- Besoins sanitaires : .....	13
II.3.5- Besoins commerciaux:.....	14
II.4- Bilan des besoins moyens en eau.....	15
II.5- Variations de consommation maximale et minimale journalière : .....	16
II.5.1- Consommation maximale journalière : .....	16
II.5.2- Consommation minimale journalière : .....	17
II.5.3- Variation des débits horaires : .....	19
II.6- Conclusion : .....	21

## Chapitre III

III.1- Introduction :	22
III.2. Types des réseaux :	22
III.3. Choix du type du réseau :	23
III.4. Principe de traçage d'un réseau maillé :	23
III.5. choix du type des conduites :	24
III.6. Paramètres des réseaux :	24
III.7. Calcul du réseau par la méthode de Hardy-Cross :	24
III.8. Calcul du réseau :	25
III.9. Détermination des débits de dimensionnement :	25
III-10- Calcul du réseau par le logiciel EPANET :	34
III.11. Équipement du réseau de distribution :	51
III.12- Conclusion :	52

## Chapitre IV

IV.1- Introduction :	53
IV-2 Rôle des réservoirs :	53
IV-3 EMPLACEMENT DES RESERVOIRS.....	53
IV-4 Fonction générale des réservoirs :	54
IV-4-1 Fonctions techniques :	54
IV-4-2 Fonctions économiques :	54
IV-5 Classifications des réservoirs :	54
IV-5-1 Classification selon le matériau de construction :	54
IV-5-2 Classification selon la situation des lieux :	54
IV-5-3 Classification selon l'usage :	54
IV-5-4 Classification selon des considérations esthétiques :	55
IV-5-5 Classification selon la forme géométrique :	55
IV-5-6 Les réservoirs en charge (sous pression) :	55
IV-6 Choix du type du réservoir :	55
IV-7 Détermination de la capacité :	55
IV-7-1 Principe de calcul :	56
IV-7-1-1 méthode analytique :	56
IV-7-1-2 méthode graphique :	56
IV-8 FORME DES RESERVOIRS.....	58
IV.9 ÉQUIPEMENTS DU RESERVOIR.....	60

IV.9.1 Conduite d'arrivée ou d'adduction.....	60
IV.9.2 Conduite de départ ou de distribution .....	60
IV.9.3 Conduite du trop-plein .....	60
IV.9.4 Conduite de vidange.....	61
IV.9.5 Conduite by-pass .....	61
IV.9.6 Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	61
IV.10- Conclusion.....	62

## Chapitre V

V.1- Introduction.....	63
V.2- Choix de tracé.....	63
V.3- Le Choix type de tuyau :.....	63
V.4- Le système d'adduction :.....	64
V.4.1- Adduction en charge (refoulement) :.....	64
V.4.2- Adduction gravitaire :.....	64
V.4.3- Adduction mixte :.....	64
V.5- Les adductions :.....	64
V.5.1- Adduction à partir des forages F1, F2 vers la bache de reprise BR1 DAR -EL-BEIDA.....	77
V.5.2- Adduction à partir de la conduite SPET vers la bache de reprise BR1 DAR -EL-BEIDA :.....	78
V.5.3- Adduction à partir SR1 vers la bache de reprise BR2 TAZROUT :.....	78
V.5.4- Adduction à partir SR2 vers le réservoir TAOURGA:.....	81
V.6- Equipements hydrauliques d'Adduction .....	84
V.6.1- Vanne de sectionnement :.....	85
V.6.2- Robinet (Soupape) de décharge :.....	85
V.6.3- Venteuse :.....	86
V.6.4- Clapet anti-retour :.....	87
V.6.5- Crépines :.....	88
V.7- Conclusion :.....	88

## Chapitre VI

VI.1-Introduction.....	89
VI.2- TYPE DE POMPE :.....	89

VI.2.1- Pompes volumétriques :	89
VI.2.2- Pompe centrifuge :	90
VI.3- Paramètres hydrauliques des pompes :	90
VI.4- Choix de type de pompe :	91
VI.5- Point de fonctionnement d'une installation :	91
VI.6- la hauteur manométrique totale ou la charge nécessaire pour que l'eau attend la hauteur désiré :	91
VI.7- Recherche du point de fonctionnement désiré :	92
VI.8- Le logiciel Pump Tutor Caprari :	92
VI.8.1- les étapes à suivre pour choisir une pompe avec Caprari :	93
VI.8.2- les pompes utilisées dans l'adduction :	95
VI.9- Entretien des stations de pompage :	96
V.9.1- Mise en marche :	96
V.9.2. Précaution à prendre au cours de services :	96
V.9.3- Arrêts des pompes :	97
V.10- Conclusion :	97

## Chapitre VII

VII.1- Introduction.....	98
VII.2- LES CAUSES DE COUP DE BELIER :	98
VII.3- LES RISQUES DUS AUX COUPS DE BELIER :	98
VII.4- A QUOI SERT UN BELIER HYDRAULIQUE :	99
VII.5- ANALYSE PHYSIQUE DU PHENOMENE DU COUP DE BELIER :	99
VII.6- LE CALCUL DU COUP DE BELIER :	100
VII.7- LES MOYENS DE PROTECTION CONTRE LE COUP DE BELIER .....	103
VII.8- LES RESERVOIRS D'AIR :	105
VII.8.1- Principe de fonctionnement :	105
VII.8.2- Méthode de calcule :	105
VII.8.3- Installation du réservoir d'air :	107
VII.8.4- Raccordement du réservoir d'air avec la conduite de refoulement :	108
VII.8.5- LES TECHNIQUES POUR PREVENIR LES COUPS DE BELIER :	109
VII.9- Conclusion :	110

Conclusion générale.

## Liste de tableaux

### chapitre I

Tableau. I.1: Caractéristique de la ressource superficielle de TAOURGA.....	5
Tableau. I.2: Caractéristiques des forages. ....	6
Tableau. I.3: Bilan des ressources.....	6
Tableau. I.4: Evolution de la population.....	7
Tableau. I.5: Evolution du taux d'accroissement de la population par dispersion.....	7

### chapitre II

Tableau. II.1 : nombre de population a des différents horizons.....	10
Tableau. II.2 : besoins domestiques pour les différents horizons.....	12
Tableau. II.3 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	12
Tableau. II.4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	13
Tableau. II.5: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.....	13
Tableau. II.6 : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux.....	14
Tableau. II.7 : Tableau récapitulatif de besoin de poulailler.....	14
Tableau. II.8 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.....	14
Tableau. II.9 : totale des besoins d'équipements en eaux.....	15
Tableau. II.10 : Bilan des besoins moyens en eaux.....	15
Tableau. II.11 : débit maximum journalier de différents horizons.....	17
Tableau. II.12 : débit minimum journalier de différents horizons.....	18
Tableau. II.13 : variations des débits horaires tout en long de la journée.....	20

### chapitre III

Tableau III-1 : calcul débit en route.....	26
Tableau III-2 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe ( $Q_p = 71.60$ l/s).....	29
Tableau III.3.Résultats des Arcs : .....	37
Tableau III.4 :Résultats des nœuds : .....	41
Tableau III.5 :Résultats des nœuds : .....	45
Tableau III.6 :Résultats des Arcs : .....	49

### Chapitre IV

Tableau IV- 1: Détermination de la capacité de réservoir:.....	58
--	----

## chapitre V

Tableau. V.1: Caractéristiques de l'abri de forage F1.....	66
Tableau. V.2 : Caractéristiques de l'abri de forage F2.....	67
Tableau. V.3 : Caractéristiques de réservoir Dar-El-Beida.....	68
Tableau. V.4 : Prix de deux diamètres a utilisé pour le tronçon F1-BR1.....	69
Tableau. V.5 : les résultats des calculs pour le premier tronçon, (les deux diamètres).....	72
Tableau. V.6 : HMT pour les deux diamètres a utilisé pour le tronçon F1-BR1.....	73
Tableau. V.7 : Puissance absorbée par la pompe pour les deux diamètres a utilisé pour le tronçon F1-BR1.....	74
Tableau. V.8 : Energie consommé par la pompe pour les deux diamètres a utilisé pour le tronçon F1-BR1.....	74
Tableau. V.9 : le frais d'exploitation par pour les deux diamètres a utilisé pour le tronçon F1-BR1... ..	74
Tableau. V.10 : Bilan de tronçon F1-BR1.....	75
Tableau. V.11 : les résultats des calculs pour le deuxième tronçon F2-BR1.....	75
Tableau. V.12 : les résultats des calculs de l'HMT pour le deuxième tronçon F2-BR1.....	76
Tableau. V.13 : les résultats des calculs des puissances consommées par le pompage pour le deuxième tronçon F2-BR1.....	76
Tableau. V.14 : les résultats des calculs des Frais pour le deuxième tronçon F2-BR1.....	77
Tableau. V.15 : Caractéristiques de réservoir Tazrout.....	79
Tableau. V.16 : les résultats des calculs pour le tronçon BR1-BR2.....	80
Tableau. V.17 : les résultats des calculs de l'HMT pour le deuxième tronçon BR1-BR2.....	80
Tableau. V.18 : les résultats des calculs des puissances consommées par le pompage pour le deuxième tronçon BR1-BR2.....	80
Tableau. V.19 : les résultats des calculs des Frais pour le deuxième tronçon BR1-BR2.....	80
Tableau. V.20 : Caractéristiques de réservoir Taourga.....	82
Tableau. V.21 : les résultats des calculs pour le tronçon BR2 vers Réservoir Taourga.....	83
Tableau. V.22 : les résultats des calculs des puissances consommées par le pompage pour le deuxième tronçon BR1-BR2.....	83
Tableau. V.23 : les résultats des calculs des Frais pour le deuxième tronçon BR1-BR2.....	83
Tableau V.24: les caractéristiques des conduites d'adduction.....	84

## Chapitre VI

Tableau. VI.1: les caractéristiques que n'a besoin pour le logiciel Caprari.....	95
Tableau. VI.2 : les noms des pompes a installé dans le système d'adduction.....	96

## Chapitre VII

Tableau. VII.1 : les caractéristiques de l'adduction de Taourga.....	106
Tableau. VII.2 : la célérité d'onde C.....	107
Tableau. VII.3 : le volume des réservoirs d'air.....	107

# Liste de figure

## Chapitre I

Figure. I.1 : carte de situation de la zone d'étude.....	1
--	---

## Chapitre II

Figure. II.1 : graphe de variations de la population de Tauorga.....	10
Figure. II.2 : Les trois pos de la zone d'étude. ....	11
Figure. II.3 : graphe de variations des besoins moyens de différents horizons.....	16
Figure. II.4 : graphe de variations des besoins maximaux journaliers.....	17
Figure. II.5 : graphe de variations des besoins minimaux journaliers. ....	19
Figure. II.6 : graphe de consommation intégrale en fonction de temps .....	21

## Chapitre III

Figure III.1 : Réseau ramifié .....	22
Figure III.2 : Réseau maillé .....	23
Figure III.3 : Simulation epanet d'arcs de réseau .....	36
Figure III.4 : Simulation epanet des noeuds de réseau.....	40
Figure III.5 : Simulation epanet d'arcs de réseau en cas de pointe + incendie.....	44
Figure III.6 : Simulation epanet des noeuds de réseau en cas de pointe + incendie.....	48

## Chapitre IV

Figure IV-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré.....	62
--	----

## Chapitre V

Figure. V.1: Vue générale de l'abri de forage F1.....	65
Figure. V.2 : Vue générale de l'abri de forage F2.....	66
Figure. V.3 : Bâche de reprise Circulaire, semi enterré 300m <sup>3</sup> .....	67
Figure. V.4 : montre le Hg entre le forage et BR1.....	73
Figure. V.5 : Le bilan des frais pour le tronçon F1-BR1.....	75
Figure. V.6 : Le bilan des frais pour le tronçon F2-BR1.....	77

Figure. V.8 : Vanne d'arrivée (adduction SPET).....	78
Figure. V.9 : Bâche de reprise Circulaire, semi enterré 500 m3.....	78
Figure. V.10 : Réservoir TAOURGA Circulaire, semi enterré 700m3 .....	82
Figure. V.11 : Le réseau d'adduction de la ville de Taourga sur Google earth.....	84
Figure. V.13 : Vanne de sectionnement .....	85
Figure. V.14 : Robinet de décharge ou (soupape de décharge).....	86
Figure. V.15 : ventouse.....	87
Figure. V.16 : Clapet anti-retour.....	87
Figure. V.17 : Crépine.....	88

## Chapitre VI

Figure. VI.1 : exemple de pompe volumétrique.....	89
Figure. VI.2 : exemple sur pompe centrifuge.....	90
Figure. IV.3 : premier étape dans le logiciel Caprari.....	93
Figure. IV.4 : deuxième étape choisir une pompe pour les forages ou les statons de pompage .....	93
Figure IV.5 : étapes de saisir des donné (les caractéristiques de la pompe).....	94
Figure. IV.6 : les courbes de point de fonctionnement et la courbe d'installation ou de la conduite....	95

## Chapitre VII

Figure.VII.1 : le volant d'inertie.....	103
Figure. VII.2 : Soupape de décharge.....	104
Figure. VII.3 : réservoirs d'air.....	104
Figure. VII.4 : Schéma d'installation du réservoir d'air.....	109

# Introduction générale

---

## *Introduction générale :*

Depuis leurs origines, les êtres humains ont été très sensibles à la quantité et la qualité de l'eau, c'est l'un des besoins les plus fondamentaux de notre physiologie.

Le problème de l'eau se limite à la recherche d'un endroit d'approvisionnement facile d'accès (rivières, sources, lac,.....etc.). Cependant avec l'apparition de collectivités et le besoin d'apporter cette eau à la portée de la main, l'urbanisation restreignait la diversité des sources d'approvisionnement comme le forage.

Cette présente étude s'inscrit dans le cadre d'un projet visant à améliorer :

- l'approvisionnement en eau potable dans la ville de TAOURGA.

Les différentes missions d'études effectuées par le bureau d'étude Etude Hydraulique et Environnement (E.H.E) en collaboration avec les services de l'hydraulique et les services de gestion de l'eau (ADE), qui se sont succédées sur les lieux, ont été unanimes à confirmer la nécessité d'une amélioration de la structure du réseau d'une part et une meilleure exploitation des ouvrages et leur équipements d'autre part.

Par ailleurs, nous préconisons d'alimenter entièrement la ville de TAOURGA suivant l'horizon d'étude 2050, à partir des sources souterraines et superficielles existantes.

Notre étude comporte sept chapitres qui peuvent être repartis sur trois parties principales :

1) La première partie peut contenir les deux chapitres suivants:

- La présentation globale de site d'étude : avant d'entamer le calcul hydraulique, il est nécessaire d'avoir certaines reconnaissances et données de bases à savoir la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre de villages à alimenter ainsi que leurs nombres d'habitants.
- Estimation des besoins en eau potable : On considère aujourd'hui qu'un réseau d'eau potable est sûr s'il est capable de fournir à peu près 200 litres par jour et par habitant, l'objectif est de calculer la quantité globale nécessaire pour la ville de

# Introduction générale

---

Taourga dans tous les domaines (usage domestique, service sociale, usine sans oublier les incendies).

## 2) La deuxième partie :

Définir l'ensemble des ouvrages et équipements pour assurer un approvisionnement en eau optimal des centres urbains cités si avant. Elle englobe les quatre chapitres suivants : le réseau de distribution d'eau potable, l'adduction puis les réservoirs et les stations de pompage.

## 3) La dernière partie :

Elle est consacrée à la protection nécessaire pour le réseau, à savoir:

- Le coup de bélier : dont on étudiera, les suppressions et les dépressions dans les conduites qui ne doivent pas dépasser les pressions maximales de service, les différents dispositifs de protections, et cela afin d'éviter les dégâts qui peuvent survenir dans le réseau.

## *I.1-Présentation et situation de la commune :*

### *I.1.1-Situation géographique :*

La commune de TAOURGA est située à l'extrême Est de la wilaya de BOUMERDES, elle s'étend sur une superficie de 27 km<sup>2</sup> et compte une population de 8341 habitants au dernier recensement de 2008.



Figure. I.1 : carte de situation de la zone d'étude.

### *I.1.2-Limites administratives:*

La commune de TAOURGA est limitée:

- La commune d'AFIR au nord.
- La commune de SIDI NAAMANE au sud.
- La commune de SIDI NAAMANE à l'est.
- La commune de BAGHLIA à l'ouest.

### ***1.1.3- Aperçu historique sur la création de la commune de TAOURGA:***

Ancien village colonial, l'agglomération de TAOURGA portait le nom d'Horace Vernier. Ce village fut créé sur un replat entre deux talwegs (Chaabat BOUHBACHOU et chaabat KHAROUBA). Il est question d'un site entouré de collines dont l'altitude moyenne est de 550m. Longtemps rattachée à la commune de BAGHLIA (commune mère), comme agglomération secondaire, TAOURGA a été érigée au rang de chef-lieu de commune lors du découpage administratif de 1984.

Son nouveau statut administratif lui a permis de bénéficier d'un plan d'urbanisme provisoire (PUP) en 1986. Cet instrument d'urbanisme a favorisé le lancement de plusieurs projets (programmes d'habitat, équipements, AEP, assainissement).

### ***1.1.4-Milieus physiques du site :***

#### ***a- Aspects topographiques***

Une topographie de montagnes et collines Dans l'ensemble, on distingue deux grandes catégories de pentes:

- La première catégorie comprise entre 12 et 25% est prépondérante et couvre en termes de superficie la partie Nord de la commune. Notons que cette partie du territoire de la commune est caractérisée par l'implantation humaine dans la mesure où elle représente le siège de l'agglomération chef-lieu de commune dont le site est un replat ainsi que l'agglomération secondaire Beni Attar et le hameau Ain Tinegrine.
- La deuxième catégorie de pentes est supérieure à 25%. Elle est largement dominante dans la partie Sud de la commune. C'est une catégorie caractérisée par la densité du réseau hydrographique et des altitudes supérieures à 500 m, d'où les conditions difficiles d'accessibilité. Par conséquent, les voies de communication existantes sont matérialisées par des pistes. La forêt couvre largement cette partie du territoire de la commune.

### ***b- Aspect géologique et tectonique***

Une tectonique caractérisée par la présence de failles:

Les formations géologiques dominantes dans le territoire de la commune sont les marnes, argiles et flyschs. Il s'agit donc de roches tendres, soumises à l'érosion, à la faveur de la déclivité des terrains qu'elles constituent.

Ainsi, les éboulis et les glissements de terrains sont assez fréquents sur les couvertures d'argiles et de flyschs.

Les terrains exposés aux phénomènes d'érosion sont localisés dans la partie Nord de la commune, sur la frange septentrionale.

La formation argileuse aux environs d'AinTinegrine est affectée par une tectonique caractérisée par la présence de failles de direction Sud-ouest, Nord-est. Les grès sont les roches dures présentes sur le territoire de la commune, particulièrement au Sud et au centre, Ces terrains sont recouvert par une forêt (foret de Mazer) dont la déclivité est supérieure à 25%. La formation marneuse se retrouve au niveau du chef-lieu de la commune et de l'agglomération secondaire de Beni Attar.

### ***c- Le Climat:***

Le climat qui prévaut dans la commune de TAOURGA est un climat subhumide de type méditerranéen, avec un été chaud et sec et un hiver froid et humide.

Situé à 400m d'altitude, la proximité de la mer l'adoucisement de la chaleur en période estivale. Les températures: La moyenne annuelle des températures est de 18°C, Les températures les plus basses sont enregistrées durant le mois de décembre, janvier, février. L'amplitude thermique entre les différents mois et saisons n'est pas importante.

#### ***1- La pluviométrie :***

Le climat étant de type méditerranéen, les précipitations sont irrégulièrement réparties sur les douze mois de l'année. Les mois de décembre, novembre et février

sont les mois les plus pluvieux, en revanche, le mois de juillet est le plus sec de l'année. Durant la période de pluviométrie, les précipitations peuvent atteindre 800mm/an.

## **2- Les vents:**

Les plus dominants sont de direction Ouest et Est. Les vents des autres directions sont d'une faible fréquence.

### ***1.1.5- Les aléas naturels et technologiques (risques majeurs) :***

Les aléas naturels au niveau du territoire de la commune de TAOURGA se manifestent par:

- Le risque sismique dans la mesure où la commune est classée en zone II (à haut risque sismique).
- Les glissements de terrains dans la partie Nord de la commune.
- Les risques technologiques: N'ayant pas sur son territoire une unité de type technologique, ni infrastructure de grande importance constituant un danger potentiel, la commune de TAOURGA ne fait pas l'objet de risque technologique.

#### ***1.15.1- Réseau infrastructurel :***

##### ***a- Réseau routier :***

Le réseau routier au niveau du territoire de la commune de TAOURGA est caractérisé par un bon maillage. Cependant, au vu de sa position excentrique par rapport à la wilaya de BOUMERDES et son relief de montagne, les routes sont sinueuses et d'un gabarit moyen, ne dépassant pas les 7m de largeur. Ainsi, la commune de TAOURGA est dépourvue de route nationale. Elle se limite à :

- Deux chemins de wilaya (CW 52, et CW 154), reliant respectivement à l'Est Taourga à BAGHLIA et au Nord TAOURGA à DELLYS. Ces derniers sont en bon état.
- Des chemins communaux moyennement entretenus et desservant les agglomérations secondaires et certains hameaux importants. Ils font la liaison

entre le chef-lieu de Commune le chef-lieu de Daira de BAGHLIA et ces centres de vie.

### ***b- Transport et accessibilité :***

On distingue deux types de transport des personnes au niveau de la commune de TAOURGA :

- Le transport scolaire
- Le transport des voyageurs qui est assuré par le privé moyennant principalement des fourgons, faisant la navette entre TAOURGA et BAGHLIA.

### ***c- Réseau énergétique :***

La commune de TAOURGA est traversée par deux(02) lignes de moyenne tension qui assurent l'électrification de toutes les localités. En revanche, l'alimentation en gaz est encore assurée par le gaz butane en attendant l'aboutissement du projet de gaz de ville qui est en cours.

## ***1.1.6- Ressource disponibles :***

### ***a- Eaux superficielles :***

La Wilaya de BOUMERDES a enrichi ses potentialités en eaux potables, à partir du barrage de TAKSEBT. Ce dernier est situé à l'Est de la ville de TIZI OUZOU. Plusieurs agglomérations bénéficient des eaux régularisées par ce dernier et parmi-elle la commune de TAOURGA.

Actuellement le débit moyen journalier affecté à partir du SPET à la Bâche de reprise Dar-El-Beida (BR1) est égal à 55 l/s soit 4752 m<sup>3</sup>/j.

Ressources	Production (m <sup>3</sup> /j)	Production (l/s)	Observation	Gestionnaire	Agglomérations Desservies
SPET	4752	55	En service	ADE	TAOURGA

Tableau. I.1: **Caractéristique de la ressource superficielle de TAOURGA.****b- Eaux souterraine :**

La commune de TAOURGA, qui s'est approvisionnée en matière d'alimentation en eau à partir de la ressource souterraine depuis longtemps.

Le champ captage de la chaîne d'AEP de BAGHLIA-TAOURGA est situé sur la rive droite d'oued SEBAOU.

Forages	Débit (L/s)	Observation	Gestionnaire	Agglomérations Desservies
F1	42	En service	ADE	TAOURGA, TAZROUT et DAR-EL-BEIDA
F2	42	En service		TAOURGA, TAZROUT et DAR-EL-BEIDA
F3	12	En Arrêt		DRA-EL-DJILLALI

Tableau. I.2: **Caractéristiques des forages.**

Ressources	Production	Production	Observation	Agglomérations
	(l/s)	(m <sup>3</sup> /j)		Desservies
SPET	55	4752	En service	TAOURGA, TAZROUT DRA-EL-DJILLALI et DAR-EL-BEIDA
F01	42	3629	En service	
F02	42	3629	En service	
F03	12	1037	En Arrêt	
<b>Total</b>	<b>118</b>	<b>10195</b>		

Tableau. I.3: **Bilan des ressources.**

***I.2- Aspect sociodémographique :***

Le passage par l'analyse des rythmes d'accroissement passés de la population et sa répartition spatiale est nécessaire pour mieux cerner les tendances d'évolution future à savoir à court, moyen et long terme. Des indicateurs démographiques seront traités à partir des résultats des quatre recensements, relatives à l'accroissement, le mouvement migratoire et la structure de la population par âge et par sexe.

***I.3- Evolution de la population :***

Si le taux d'accroissement moyen annuel était de 2,8 entre 1977 et 1987 et que l'ancien PDAU (Plan Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme) a prévu une croissance plus importante en maintenant ce taux pour l'actualisation en 1993, il n'en est pas ainsi au regard des résultats des deux recensements 1998 et 2008. En effet, le taux observé entre 1987 et 1998 n'est que de 1,22% et de 1,34% seulement entre 1998 et 2008. Un taux qui correspond en valeur absolue à des croûts respectifs de 915 et 1038 personnes seulement. Cette baisse de la croissance démographique reflète en effet le caractère répulsif de la commune de TAOURGA.

Dispersion	Pop.1987	Pop.1998	Pop.2008
ACL	2803	3887	3918
A.S	1461	1609	1624
Zone éparse	2124	1807	2799
Total commune	6388	7303	8341

Sources : RGPH 1987, 1998, 2008

Tableau. I.4: Evolution de la population.

Dispersion		Pop.1987	Pop.1998	Pop.2008	Taux d'accroissement	
					87/98	98/2008
ACL	Taourga	2803	3887	3918	3,02	0,08
A.S	Beni-Attar	792	884	715	1,00	-2,10
A.S	Bouhbachou	669	725	909	0,73	2,29
Zone éparse		2124	1807	2799	-1,46	4,47
Total commune		6388	7303	8341	1,22	1,34

Sources : RGPH 1987, 1998,2008

Tableau. I.5: Evolution du taux d'accroissement de la population par dispersion.

#### ***I.4- Conclusion***

Dans ce chapitre nous avons essayé de représenter la commune, connaître la topographie, le climat, l'équipement, l'état actuel des ouvrages de stockage et le réseau de distribution en eau potable.

Après ce résumé de la présentation de la ville, on a fait ressortir quelques points nécessaires qui vont nous aider à procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de la commune et l'évolution de la population de la ville.

Dans ce chapitre on a évoqué les ressources des eaux qui se trouvent dans la région d'étude (les forages et la conduite SPET), qui représentent principalement les ressources en eau souterraines, par contre les ressources en eau superficielle sont très diminuées.

**II.1- Introduction :**

L'estimation des besoins en eau potable d'une agglomération dépendent du mode de vie de la population. Le calcul des besoins soit de la population ou l'agriculture de la ville de TAOURGA, exige une fixation impérative des normes de consommation unitaire qui doivent rester valable tant que les critères qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

L'étude présentée, se base sur le recensement RGPH 2008, les orientations du plan d'urbanisation et les données collectées auprès de service statistique de l'APC de TAOURGA.

**II.2- Evaluation démographique :**

En 2008, la population de TAOURGA Chef-lieu était de 3918 habitants. (Source APC). Le taux d'accroissement est de 2,4 % selon la DRE de la wilaya de Boumerdes. Pour l'estimation de la population, on utilise la formule de la croissance géométrique :

$$P_n = P_0 \cdot (1+T)^n$$

Où:

$P_n$  : Population à l'horizon d'étude.

$P_0$ : Population de base (2008).

$T$  : taux d'accroissement. ( $T= 2.4 \%$ ).

$n$  : l'écart d'années entre les deux horizons.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Horizons	RGPH 2008	Actuel 2021	court terme 2031	moyen terme 2041	long terme 2051
Taux d'accroissement (%)		2,4	2,4	2,4	2,4
Population (ACL)	3981	4770	6869	8707	11038

Tableau. II.1 : Nombre de population des différents horizons.

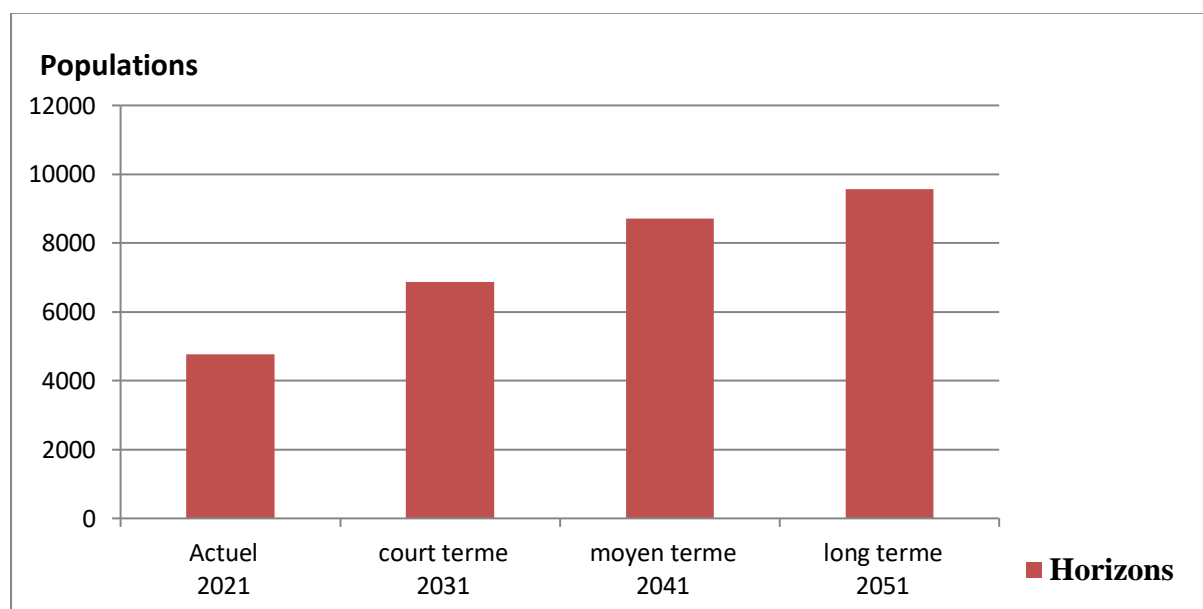


Figure. II.1 : Graphe de variations de la population de Taourga.

### II.3- L'évaluation de la consommation moyenne journalière :

On a décomposé la zone d'étude en trois (3) pos :



Figure. II.2 : Les trois pos de la zone d'étude.

### II.3.1- Besoins domestiques :

L'évolution de la consommation domestique est basée sur l'évolution démographique de la localité à desservir et les objectifs à atteindre pour la distribution d'eau c'est à dire la dotation, ainsi que la vocation économique de cette agglomération.

Pour répondre à toutes sortes de consommation, la dotation moyenne selon la DRE de la wilaya de Boumerdes est arrêtée à 200 l/j/hab.

La consommation moyenne journalière domestique est obtenue par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * dot * N \quad \dots\dots\dots(II.1) \quad (m^3/j)$$

Avec :

Q<sub>moy,j</sub> : débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).

dot: dotation moyenne en (l/j/hab).

N: nombre d'habitants.

L'estimation des besoins domestiques en eau potable pour les différents horizons sont indiqués dans le tableau suivant :

<b>Horizons</b>	<b>Nbre .Habit (Habitant)</b>	<b>Dotation (l/j/hab)</b>	<b>Débit moy j (m3/j)</b>
<b>Actuel (2021)</b>	4770	200	954
<b>Court terme (2031)</b>	6869	200	1373.8
<b>Moyen terme (2041)</b>	8707	200	1741.4
<b>Long terme (2051)</b>	11038	200	2207.6

Tableau. II.2 : L'estimation des besoins domestiques en eau potable pour les différents horizons.

### *II.3.2- Les besoins scolaires:*

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes POS concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant:

<b>N° POS</b>	<b>Equipements (existants)</b>	<b>Effectifs (élevés.)</b>	<b>Dotation (l/j/élève)</b>	<b>Qmoyj (m3/j)</b>
<b>1</b>	01 Ecole primaire	350	20	7,00
	01 Annexe Lycée	237	20	4,74
<b>2</b>	2 CEM	605	20	12,10
	01 Ecole primaire	220	20	4,40
	01 CFPA	125	20	2,50
<b>TOTAL</b>				<b>30,74</b>

Tableau. II.3 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.

**II.3.3- Besoins administratifs:**

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant :

N° POS	Equipements (existants)	Nombre d'employés	Superficie (m2)	Dotation (l/j/u)	Qmoyj (m3/j)
<b>1</b>	01 APC	98	-	15	1,47
	01 Bureau de poste	15	-	15	0,225
<b>2</b>	01 Caserne	-	3000	10	30
<b>3</b>	01 Gendarmerie	-	2300	10	23
	01 Carte Communale	15	-	15	0,225
<b>TOTAL</b>					<b>54,92</b>

Tableau. II.4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.

**II.3.4- Besoins sanitaires :**

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

N° POS	Equipements (existants)	Effectifs (malade.)	Dotation (l/j/élève)	Qmoyj (m3/j)
<b>3</b>	Dispensaire	146	15	2,19
<b>TOTAL</b>				<b>2,19</b>

Tableau. II.5: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires.

**II.3.5- Besoins commerciaux:**

N° POS	Equipements (existants)	unité (m2)	Dotation (l/j/u)	Qmoyj (m3/j)
3	Locaux Commerciaux	5130	5	25,65
<b>TOTAL</b>				<b>25,65</b>

Tableau. II.6 : **Tableau récapitulatif des besoins commerciaux.**

N° POS	Nombre de poulaille	Qmoyj (m3/j)
1-2-3	170	510

Tableau. II.7 : **Tableau récapitulatif de besoin de poulaille.****II.3.6- Besoins socioculturels :**

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau sont présentés dans le tableau suivant:

N° POS	Equipements (existants)	Nombre d'usagers	Dotation (l/j/usager)	Qmoyj (m3/j)
1	Mosquée	700	10	7,00
	Bibliothèque	15	10	0,15
3	Maison de jeune	188	10	1,88
<b>TOTAL</b>				<b>9,03</b>

Tableau. II.8 : **Tableau récapitulatif des besoins socioculturels.**

Les besoins d'équipements pour les différents POS sont indiqués dans le tableau suivant :

<b>Horizon</b>	<b>Actuel 2021</b>	<b>court terme 2031</b>	<b>moyen terme 2041</b>	<b>long terme 2051</b>
Besoins scolaires	30,74	30,74	30,74	30,74
Besoins administratifs	54,92	54,92	54,92	54,92
Besoins sanitaires	2,19	2,19	2,19	2,19
Besoins commerciaux	535,65	535,65	535,65	535,65
Besoins socioculturels	9,03	9,03	9,03	9,03
<b>Total (m3/j)</b>	<b>632,53</b>	<b>632,53</b>	<b>632,53</b>	<b>632,53</b>

Tableau. II.9 : Totale des besoins d'équipements en eaux.

**II.4- Bilan des besoins moyens en eau :**

<b>Horizon</b>	<b>Actuel 2021</b>	<b>court terme 2031</b>	<b>moyen terme 2041</b>	<b>long terme 2051</b>
Besoins domestiques (m3/j)	954	1373.8	1741.4	2207.6
Besoins des équipements (m3/j)	632,53	632,53	632,53	632,53
Q moy j (m3/j)	<b>1586.53</b>	<b>2006.33</b>	<b>2373.93</b>	<b>2840.13</b>

Tableau. II.10 : Bilan des besoins moyens en eaux.

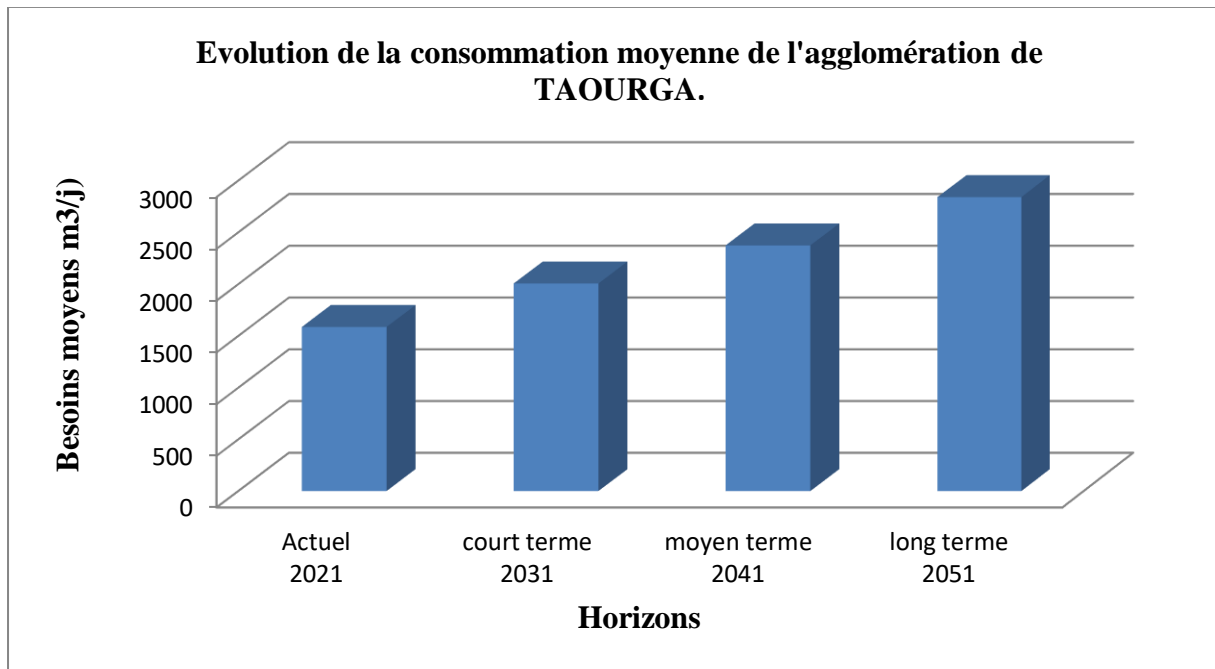


Figure. II.3 : Graphe de variations des besoins moyens de différents horizons.

**II.5- Variations de consommation maximale et minimale journalière :**

**II.5.1- Consommation maximale journalière :**

Au cours de l'année, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale. Par rapport à la consommation déterminée moyenne : nous pouvons déterminer un rapport en indiquant combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par  $K_{max,j}$ . Ainsi nous pouvons écrire :

$$K_{max,j} = \frac{Q_{max,j}}{Q_{moy,j}} \dots\dots\dots(II.2)$$

$Q_{max,j}$  : Consommation maximale journalière (m³/j);

$K_{max,j}$  : Coefficient d'irrégularité journalière maximum,  $K_{max,j} = (1,1-1,3)$

On prend :  $K_{max,j} = 1,3$

$Q_{moy,j}$ : Consommation moyenne journalière (m³/j).

*Le débit maximum journalier de la zone d'étude est représenté dans le tableau suivant :*

Horizon	Actuel 2021	court terme 2031	moyen terme 2041	long terme 2051
Q moy j (m <sup>3</sup> /j)	1586.53	2006.33	2373.93	2840.13
K max j	1,3	1,3	1,3	1,3
Q max j (m <sup>3</sup> /j)	<b>2062.489</b>	<b>2608.229</b>	<b>3086.109</b>	<b>3692.169</b>

Tableau. II.11 : Débit maximum journalier de différents horizons.

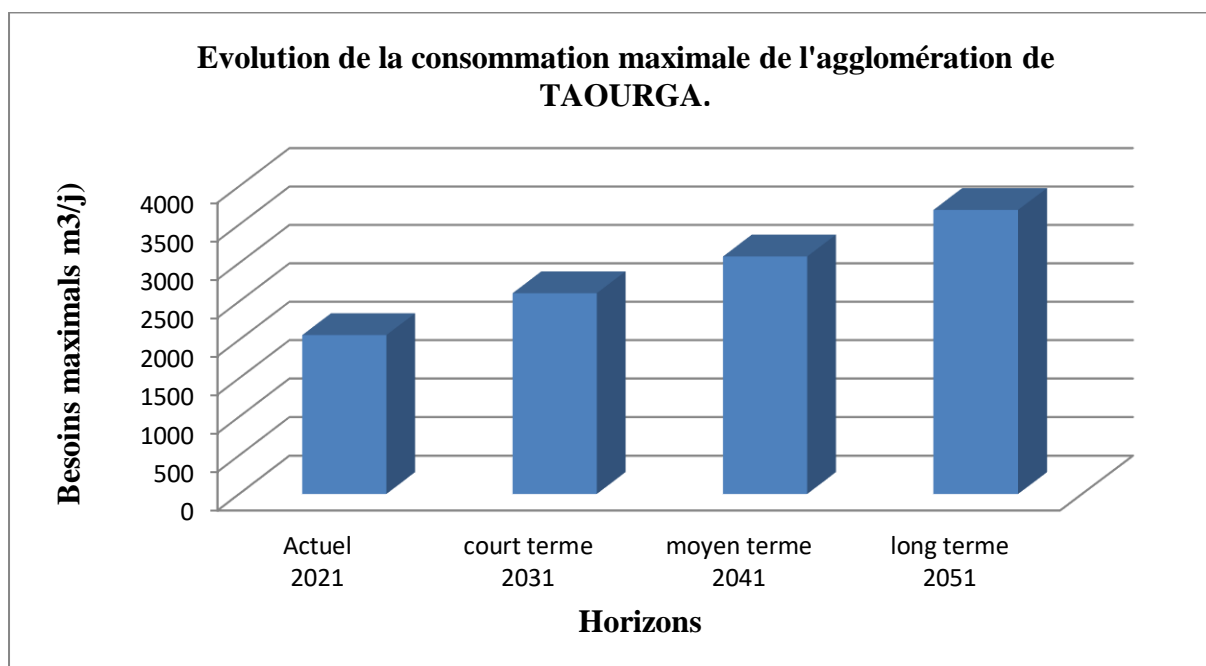


Figure. II.4 : Graphe de variations des besoins maximaux journaliers.

### **II.5.2- Consommation minimale journalière :**

De même il existe une journée où la consommation est minimale. Nous pouvons déterminer un rapport qui nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure par rapport à la consommation moyenne :

Ce rapport est appelé coefficient minimum d'irrégularité journalière. Nous pouvons écrire

$$K_{minj} = \frac{Q_{min j}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots(II.3)$$

$Q_{min,j}$  :Consommation minimale journalière (m3/j)

$K_{min,j}$  :Coefficient d'irrégularité journalière minimum,  $K_{min,j}= (0,7-0,9)$ .

On prend:  $K_{min,j} =0,8$

$Q_{moy,j}$  :Consommation moyenne journalière (m3/j)

Le débit minimum journalier de la zone d'étude est représenté dans le tableau suivant :

<b>Horizon</b>	<b>Actuel 2015</b>	<b>court terme 2025</b>	<b>moyen terme 2035</b>	<b>long terme 2045</b>
Q moy j (m <sup>3</sup> /j)	1586.53	2006.33	2373.93	2840.13
K max j	0,8	0,8	0,8	0,8
Q max j (m3/j)	<b>1269.224</b>	<b>1605.064</b>	<b>1899.144</b>	<b>2272.104</b>

Tableau. II.12 : Débit minimum journalier de différents horizons.

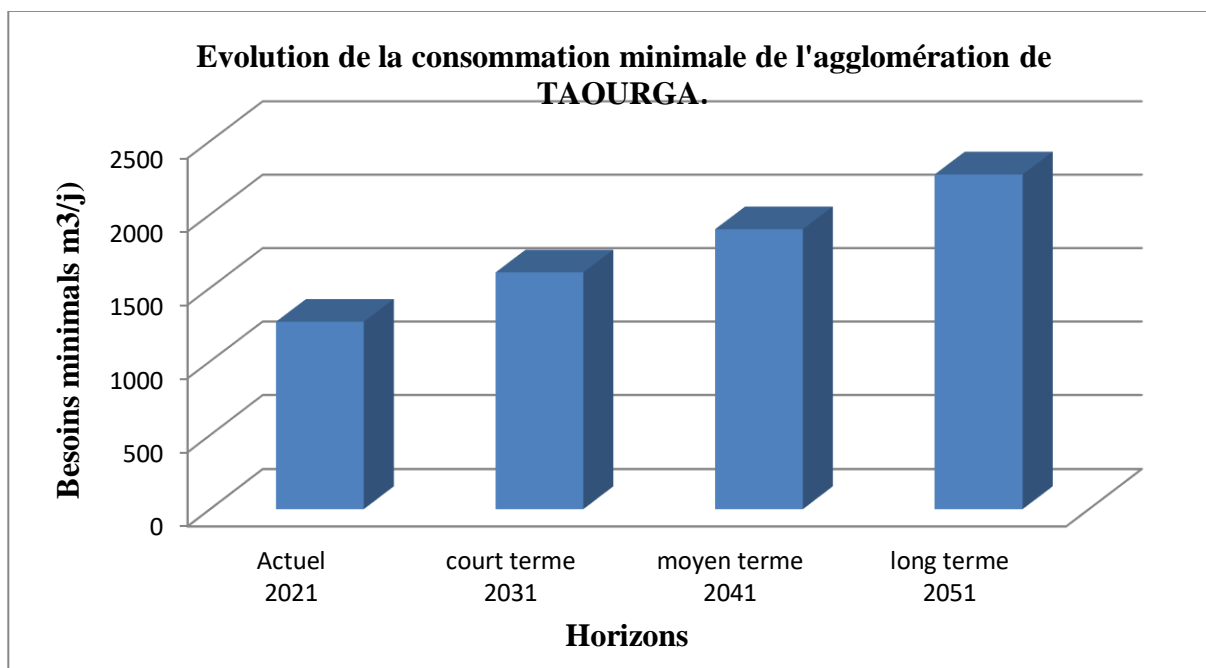


Figure. II.5 : Graphe de variations des besoins minimaux journaliers.

### II.5.3- Variation des débits horaires :

La variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier, d'après le nombre d'habitants à l'horizon 2051 « **11038 habitants** »

Donc :

Heures (h)	Consommation totale $Q_{\max,j}=3692.169$ (m <sup>3</sup> /j)		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m <sup>3</sup> /h	%	m <sup>3</sup> /h
00-01	1,5	55,382535	1,5	55,382535
01-02	1,5	55,382535	3	110,76507
02-03	1,5	55,382535	4,5	166,14761
03-04	1,5	55,382535	6	221,53014
04-05	2,5	92,304225	8,5	313,83437
05-06	3,5	129,22592	12	443,06028
06-07	4,5	166,14761	16,5	609,20789
07-08	5,5	203,0693	22	812,27718
08-09	6,25	230,76056	28,25	1043,0377
09-10	6,25	230,76056	34,5	1273,7983
10-11	6,25	230,76056	40,75	1504,5589
11-12	6,25	230,76056	47	1735,3194
12-13	5	184,60845	52	1919,9279
13-14	5	184,60845	57	2104,5363
14-15	5,5	203,0693	62,5	2307,6056
15-16	6	221,53014	68,5	2529,1358
16-17	6	221,53014	74,5	2750,6659
17-18	5,5	203,0693	80	2953,7352
18-19	5	184,60845	85	3138,3437
19-20	4,5	166,14761	89,5	3304,4913
20-21	4	147,68676	93,5	3452,178
21-22	3	110,76507	97	3581,4039
22-23	2	73,84338	96,5	3562,9431
23-24	1,5	55,382535	98,5	3636,7865
<b>Total</b>	<b>100%</b>	<b>3692,169</b>	100	3692,169

Tableau. II.13 : Variations des débits horaires tout en long de la journée.

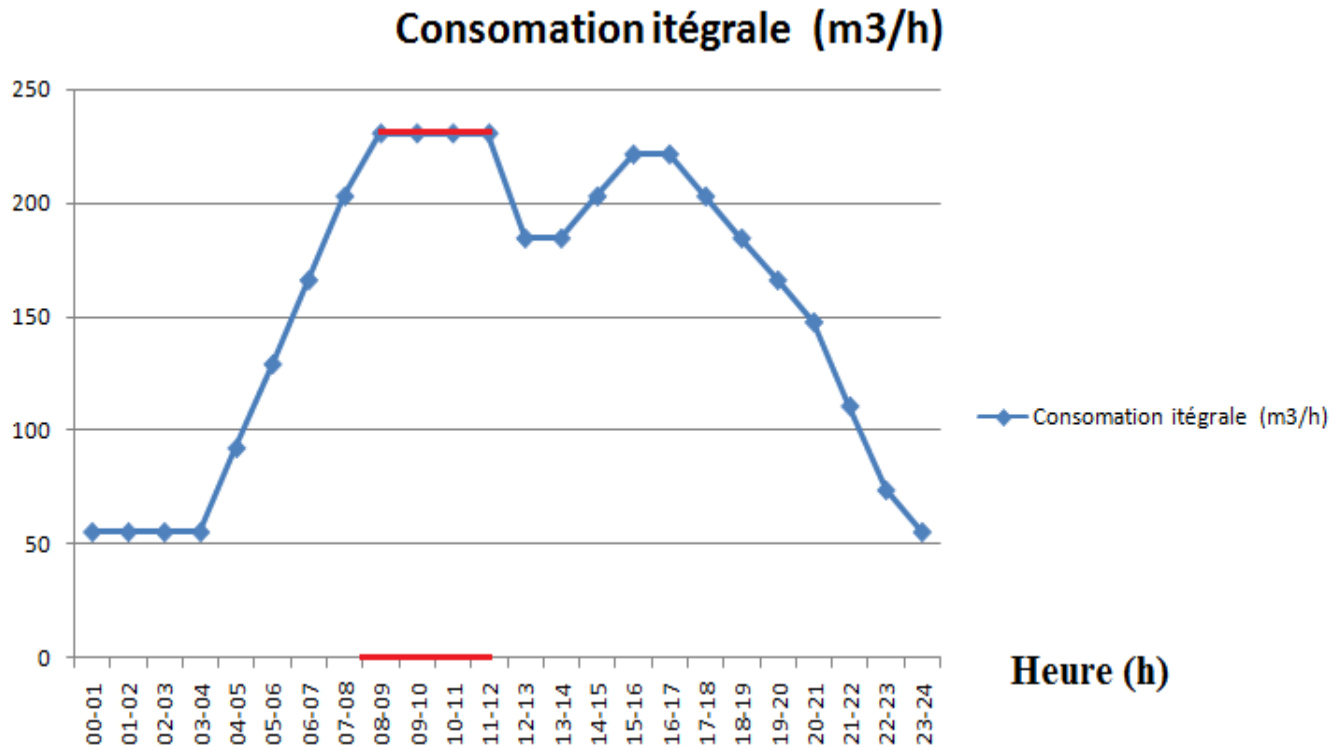


Figure. II.6 : Graphe de consommation intégrale en fonction de temps.

**Remarque :**

Le débit de pointe  $Q_{max,h}$  pour la zone d'étude est de **230.76 m<sup>3</sup>/h** et survient entre **08 h et 12h**.

**II.6- Conclusion :**

Dans ce chapitre on a estimé les besoins en eau de la population actuelle et à l'horizon 2050, à partir des quels on a déterminé le débit de pointe  $Q_p = 230.76 \text{ m}^3/\text{h}$ , par les méthodes analytique et graphique sur le quel est basé la suite des calculs.

### **III.1- Introduction :**

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

### **III.2- Types des réseaux : [1]**

Il existe plusieurs types des réseaux, dans les principes:

- Réseau ramifié.
- Réseau maillé.
- Réseau étagé.

#### **III.2.1- Réseau ramifié :**

Le réseau ramifié dans le quelles conditions de desserte ne comportent aucune alimentation de retour, 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 les abonnés en aval

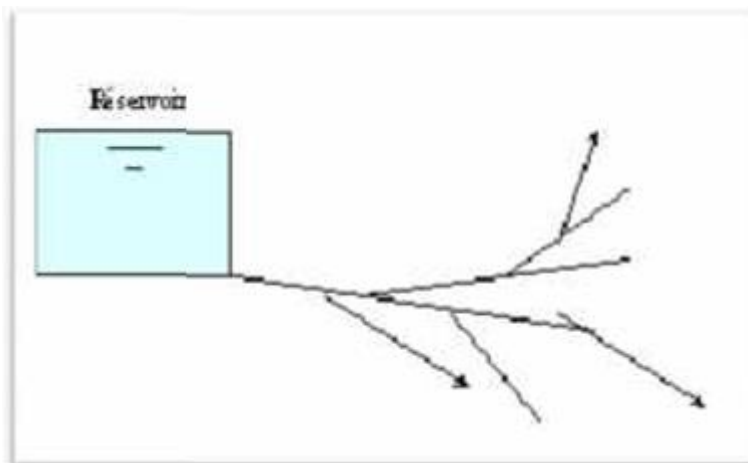


Figure III.1 : **Réseau ramifié.**

#### **III.2.2- Réseau maillé :**

Le réseau maillé permet, au contraire, une alimentation en retour et donc l'évite de l'inconvénient du réseau ramifié. Une simple manœuvre de vanne permet d'isoler le tronçon endommagé. Il est bien entendu plus coûteux d'établissement, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être préféré au réseau ramifié.

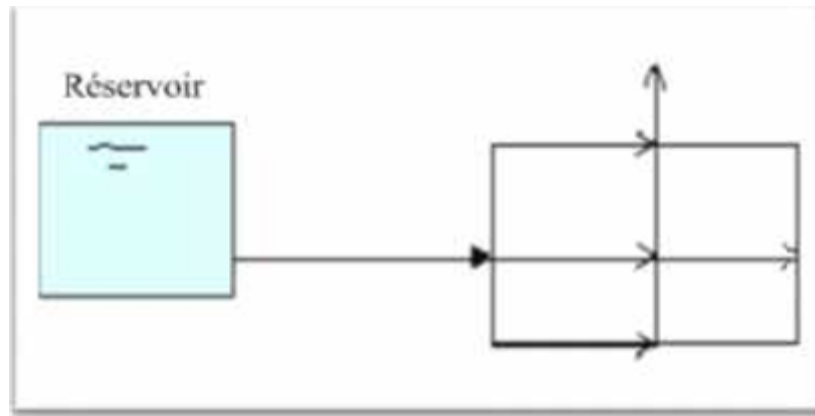


Figure III.2 : Réseau maillé.

### ***III.2.3- Réseaux étagés :***

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas. L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau.

### ***III.3- Choix du type du réseau :***

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue ces différents types de réseaux de distribution les plus utilisés (les réseaux ramifiés, les réseaux maillés, les réseaux mixtes ramifiés+maillés). Le réseau de distribution choisi dans notre étude est le réseau maillé car le tissu urbain présente un avantage pour cela.

### ***III.4- Principe de traçage d'un réseau maillé : [2]***

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter :

- La configuration de la ville
- Choisir les lieux des consommateurs.
- Tracer les conduites maîtresses de telle façon on peut prévoir les conduites secondaires
- La disposition des rues
- Le tracé le plus court possible est souhaité.

### ***III.5- choix du type des conduites :***

Des nombreux types de tuyaux sont disponibles, on peut les classer en fonction des types des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : Fonte grise, fonte ductile, acier, PVC et P.E.H.D.

Donc on utilise des canalisations en P.E.H.D avec une pression nominale PN = 16 bars pour des raisons suivantes:

- Sa disponibilité dans le marché national.
- Sa résistance à la corrosion.
- Une durée de vie plus de 50 ans.
- Les pertes des charges son minimum grâce à ces parois lisses.

### ***III.6- Paramètres des réseaux :***

#### **a. Débits :**

Les conduites doivent supporter les plus grands débits instantanés ainsi que le débit de pointe.

#### **b. Choix du diamètre :**

Après avoir calculé les diamètres théoriques, il faudrait se référer aux catalogues où on expose les diamètres normalisés et commerciales.

#### **c. La vitesse :**

Sachant que les fortes vitesses d'écoulements qui est supérieur à 1.5 (m/s) favorisent la dégradation des parois internes de la conduites, et que les faibles vitesses qui inférieure à 0.5 (m/s) favorisent la formation des dépôts dans les conduites. Donc il est nécessaire que la vitesse d'écoulement dans la conduite doive être comprise entre 0,5 et 1,5(m/s)

#### **d. Pression de service :**

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

### ***III.7- Calcul du réseau par la méthode de Hardy-Cross : [3]***

Il faut savoir qu'on ne peut déterminer le débit réel, et le sens exact d'écoulement, qu'après avoir suivi certaines hypothèses et conditions, en tenant compte du fait que pour assurer une circulation d'eau normale, il faut avoir au point de rencontre des deux courants d'eau des pressions égales

Parmi les diverses méthodes qui règlent ce problème, le calcul par la méthode manuelle d'HARDY CROSS, permet par approximations successives d'obtenir le débit réel qui circulera dans chaque tronçon du réseau, et le sens de l'écoulement de celui-ci.

**III.7.1- La base de la méthode**

La méthode de HARDY CROSS se base sur les deux lois suivants :

❖ **1ère loi (équation de continuité de Kirchoff) :**

$$\Sigma Q_e = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n = \Sigma Q_s \dots\dots\dots(III.1)$$

❖ **2ème loi (loi des mailles) :**

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

➤  $\Sigma \Delta h = 0$

Par l'application des deux lois de KIRCHHOFF, on obtient :

**Calcul du débit correctif :**

$$\Delta Q = - \frac{\Sigma \Delta h}{2 \Sigma (\frac{\Delta h}{Q})} \dots\dots\dots(III.2)$$

**III.7.2- Application de la méthode :**

Le principe de calcul consiste à fixer dans chaque maille, une répartition arbitraire des Débits et un sens d'écoulements choisi, de manière à satisfaire la 1<sup>ère</sup> loi. Après cette étape on applique la deuxième loi, si elle n'est pas vérifiée on doit corriger la répartition arbitraire avec l'ajout du débit correctif ( $Q_{tr} \pm \Delta Q$ ).

La correction sera refaite jusqu'à que le résultat de la somme des pertes de charge sera une Valeur négligeable (-0.5 ÷ 0.5 m).

**III.8- Calcul du réseau :**

Le système choisi dans notre cas est celui avec un réservoir de tête qui est caractérisé par deux cas :

- Cas de pointe.
- Cas de pointe + incendie

**III.9- Détermination des débits de dimensionnement :****III.9.1- Débit spécifique :**

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

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution, pour cette raison on a calculé le débit spécifique qui est égal à :

$$Q_{spi} = \frac{\sum Q_r}{\sum L_i} \dots\dots\dots(III.4)$$

Avec :

- Q spi : Débit spécifique (l/s/ml) ;
- $\sum Q_r$  : Somme des débits en route (l/s) ;
- $\sum L_i$  : Somme des longueurs des tronçons du réseau (ml).

- ❖ **Q<sub>r</sub> = Q<sub>p</sub> = 71.60 (l/s).**
- ❖ **L<sub>i</sub> = 17088[m]**

Par l'application de la formule ci-dessus on obtient :

$$Q_{spi} = \frac{71.60}{17088} = 0.00419007 \text{ l/s /m}$$

**III.9.2- Débits en route :**

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

$$Q_r = Q_{spi} * L_i \text{ [l/s]}$$

**Q<sub>spi</sub>**: débit spécifique (l/s/ml).

**L<sub>i</sub>** : longueur propre de chaque tronçon (m).

Tronçons		Q sp (l/s/ml)	Longueur (m)	Q route (l/s)
N-92	N-1	0,00419007	256	1,07265792
N-1	N-2		271	1,13550897
N-2	N-3		142	0,59498994
N-3	N-4		271	1,13550897
N-4	N-5		13	0,05447091
N-5	N-6		61	0,25559427
N-6	N-7		50	0,2095035
N-7	N-8		203	0,85058421
N-8	N-9		244	1,02237708
N-9	N-3		256	1,07265792
N-3	N-10		65	0,27235455
N-10	N-11		188	0,78773316
N-11	N-5		52	0,21788364
N-11	N-7		58	0,24302406
N-11	N-13		184	0,77097288
N-10	N-12		159	0,66622113
N-10	N-13		110	0,4609077
N-12	N-9		35	0,14665245
N-13	N-8		66	0,27654462
N-8	N-16		25	0,10475175
N-7	N-14		18	0,07542126

N-14	N-15		205	0,85896435
N-4	N-29		11	0,04609077
N-29	N-25		155	0,64946085
N-25	N-26		542	2,27101794
N-26	N-27		206	0,86315442
N-27	N-24		230	0,9637161
N-24	N-29		218	0,91343526
N-24	N-25		230	0,9637161
N-17	N-2		3	0,01257021
N-1	N-19		206	0,86315442
N-19	N-20		19	0,07961133
N-19	N-22		166	0,69555162
N-20	N-28		111	0,46509777
N-28	N-21		76	0,31844532
N-20	N-13		102	0,42738714
N-12	N-13		165	0,69136155
N-92	N-30		57	0,23883399
N-30	N-31		150	0,6285105
N-31	N-33		57	0,23883399
N-31	N-32		117	0,49023819
N-32	N-34		103	0,43157721
N-34	N-35		117	0,49023819
N-34	N-89		217	0,90924519
N-89	N-36		110	0,4609077
N-36	N-37		1037	4,34510259
N-37	N-38		293	1,22769051
N-32	N-39		215	0,90086505
N-39	N-40		50	0,2095035
N-40	N-41		20	0,0838014
N-41	N-42		13	0,05447091
N-42	N-47		45	0,18855315
N-42	N-85		34	0,14246238
N-41	N-46		45	0,18855315
N-85	N-86		39	0,16341273
N-85	N-43		35	0,14665245
N-43	N-48		55	0,23045385
N-43	N-44		62	0,25978434
N-44	N-62		89	0,37291623
N-44	N-45		55	0,23045385
N-45	N-63		70	0,2933049
N-64	N-88		331	1,38691317
N-88	N-40		187	0,78354309
N-88	N-87		49	0,20531343
N-87	N-39		192	0,80449344
N-87	N-89		303	1,26959121
N-30	N-60		85	0,35615595

N-60	N-65		10	0,0419007
N-65	N-66		69	0,28911483
N-65	N-67		66	0,27654462
N-60	N-61		82	0,34358574
N-61	N-90		52	0,21788364
N-90	N-62		335	1,40367345
N-62	N-63		50	0,2095035
N-63	N-64		113	0,47347791
N-64	N-49		122	0,51118854
N-49	N-50		89	0,37291623
N-50	N-51		35	0,14665245
N-51	N-52		102	0,42738714
N-51	N-55		46	0,19274322
N-50	N-53		282	1,18159974
N-53	N-54		236	0,98885652
N-49	N-58		190	0,7961133
N-58	N-59		203	0,85058421
N-49	N-76		150	0,6285105
N-63	N-76		335	1,40367345
N-76	N-56		55	0,23045385
N-56	N-57		89	0,37291623
N-56	N-91		53	0,22207371
N-62	N-68		23	0,09637161
N-68	N-90		341	1,42881387
N-68	N-69		66	0,27654462
N-69	N-70		177	0,74164239
N-69	N-71		66	0,27654462
N-71	N-74		126	0,52794882
N-71	N-72		48	0,20112336
N-72	N-75		102	0,42738714
N-92	N-77		122	0,51118854
N-77	N-78		33	0,13827231
N-78	N-79		1193	4,99875351
N-77	N-80		532	2,22911724
N-80	N-81		125	0,52375875
N-81	N-82		345	1,44557415
N-80	N-83		116	0,48604812
N-83	N-84		65	0,27235455
N-72	N-73		25	0,10475175
N-17	N-18		1138	4,76829966
N-45	N-64		77	0,32263539
			17088	71,5999162

Tableau III-1 : Calcul débit en route.

**III.9.3- Débits aux nœuds (nodaux) :**

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

$$Q_{ni} = 0.5 \sum Q_r + \sum Q_{comc} \quad [L/S] \dots\dots\dots(III.5)$$

Où :

- $Q_{ni}$ : débit en nœud.
- $\sum Q_{comc}$ : Somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré :

$$Q_{comc} = 0 \text{ l/s.}$$

N nœud	Tronçon		longueur (m)	Qsp (l/s/m)	Q route (l/s)	Qconc	Qnoeud (l/s)
92	R	N-92	40		0	0	0,91134023
	N-92	N-1	256		1,07265792	0	
	N-92	N-77	122		0,51118854	0	
	N-92	N-30	57		0,23883399	0	
1	N-1	N-92	256		1,07265792	0	1,53566066
	N-1	N-19	206		0,86315442	0	
	N-1	N-2	271		1,13550897	0	
2	N-2	N-1	271		1,13550897	0	0,87153456
	N-2	N-17	3		0,01257021	0	
	N-2	N-3	142		0,59498994	0	
3	N-3	N-2	142		0,59498994	0	1,53775569
	N-3	N-4	271		1,13550897	0	
	N-3	N-9	256	0,00419007	1,07265792	0	
	N-3	N-10	65		0,27235455	0	
4	N-4	N-3	271		1,13550897	0	0,61803533
	N-4	N-5	13		0,05447091	0	
	N-4	N-29	11		0,04609077	0	
5	N-5	N-11	52		0,21788364	0	0,26397441
	N-5	N-4	13		0,05447091	0	
	N-5	N-6	61		0,25559427	0	
6	N-6	N-5	61		0,25559427	0	0,23254889
	N-6	N-7	50		0,2095035	0	
7	N-7	N-6	50		0,2095035	0	0,68926652
	N-7	N-11	58		0,24302406	0	
	N-7	N-8	203		0,85058421	0	
	N-7	N-14	18		0,07542126	0	
8	N-8	N-7	203		0,85058421	0	1,12712883
	N-8	N-16	25		0,10475175	0	
	N-8	N-13	66		0,27654462	0	

	N-8	N-9	244		1,02237708	0	
9	N-9	N-12	35		0,14665245	0	1,12084373
	N-9	N-8	244		1,02237708	0	
	N-9	N-3	256		1,07265792	0	
10	N-10	N-11	188		0,78773316	0	1,09360827
	N-10	N-3	65		0,27235455	0	
	N-10	N-12	159		0,66622113	0	
	N-10	N-13	110		0,4609077	0	
11	N-11	N-5	52		0,21788364	0	1,00980687
	N-11	N-7	58		0,24302406	0	
	N-11	N-13	184		0,77097288	0	
	N-11	N-10	188		0,78773316	0	
12	N-12	N-9	35		0,14665245	0	0,75211757
	N-12	N-10	159		0,66622113	0	
	N-12	N-13	165		0,69136155	0	
13	N-13	N-10	110		0,4609077	0	1,09989338
	N-13	N-11	184		0,77097288	0	
	N-13	N-12	165		0,69136155	0	
	N-13	N-8	66		0,27654462	0	
14	N-14	N-7	18		0,07542126	0	0,46719281
	N-14	N-15	205		0,85896435	0	
15	N-15	N-14	205		0,85896435	0	0,42948218
16	N-16	N-8	25		0,10475175	0	0,05237588
17	N-17	N-2	3		0,01257021	0	2,39043494
	N-17	N-18	1138		4,76829966	0	
18	N-18	N-17	1138		4,76829966	0	2,38414983
19	N-19	N-1	206		0,86315442	0	0,81915869
	N-19	N-22	166		0,69555162	0	
	N-19	N-20	19		0,07961133	0	
20	N-20	N-19	19		0,07961133	0	0,48604812
	N-20	N-23	102		0,42738714	0	
	N-20	N-28	111		0,46509777	0	
21	N-21	N-28	76		0,31844532	0	0,15922266
22	N-22	N-19	166		0,69555162	0	0,34777581
23	N-23	N-20	102		0,42738714	0	0,21369357
24	N-24	N-29	218		0,91343526	0	1,65088758
	N-24	N-25	230		0,9637161	0	
	N-24	N-27	340		1,4246238	0	
25	N-25	N-29	155		0,64946085	0	1,94209745
	N-25	N-24	230		0,9637161	0	
	N-25	N-26	542		2,27101794	0	
26	N-26	N-25	542		2,27101794	0	1,56708618
	N-26	N-27	206		0,86315442	0	
27	N-27	N-24	230		0,9637161	0	0,91343526
	N-27	N-26	206		0,86315442	0	
28	N-28	N-21	76		0,31844532	0	0,39177155

	N-28	N-20	111		0,46509777	0	
29	N-29	N-4	11		0,04609077	0	0,80449344
	N-29	N-24	218		0,91343526	0	
	N-29	N-25	155		0,64946085	0	
30	N-30	N-92	57		0,23883399	0	0,61175022
	N-30	N-31	150		0,6285105	0	
	N-30	N-60	85		0,35615595	0	
31	N-31	N-30	150		0,6285105	0	0,67879134
	N-31	N-32	117		0,49023819	0	
	N-31	N-33	57		0,23883399	0	
32	N-32	N-31	117		0,49023819	0	0,91134023
	N-32	N-34	103		0,43157721	0	
	N-32	N-39	215		0,90086505	0	
33	N-33	N-31	57		0,23883399	0	0,119417
34	N-34	N-32	103		0,43157721	0	0,9155303
	N-34	N-35	117		0,49023819	0	
	N-34	N-89	217		0,90924519	0	
35	N-35	N-34	117		0,49023819	0	0,2451191
36	N-36	N-89	110		0,4609077	0	2,40300515
	N-36	N-37	1037		4,34510259	0	
37	N-37	N-36	1037		4,34510259	0	2,78639655
	N-37	N-38	293		1,22769051	0	
38	N-38	N-37	293		1,22769051	0	0,61384526
39	N-39	N-32	215		0,90086505	0	0,957431
	N-39	N-87	192		0,80449344	0	
	N-39	N-40	50		0,2095035	0	
40	N-40	N-39	50		0,2095035	0	0,538424
	N-40	N-41	20		0,0838014	0	
	N-40	N-88	187		0,78354309	0	
41	N-41	N-40	20		0,0838014	0	0,16341273
	N-41	N-46	45		0,18855315	0	
	N-41	N-42	13		0,05447091	0	
42	N-42	N-41	13		0,05447091	0	0,19274322
	N-42	N-47	45		0,18855315	0	
	N-42	N-85	34		0,14246238	0	
43	N-43	N-85	35		0,14665245	0	0,31844532
	N-43	N-48	55		0,23045385	0	
	N-43	N-44	62		0,25978434	0	
44	N-44	N-43	62		0,25978434	0	0,43157721
	N-44	N-62	89		0,37291623	0	
	N-44	N-45	55		0,23045385	0	
45	N-45	N-44	55		0,23045385	0	0,42319707
	N-45	N-63	70		0,2933049	0	
	N-45	N-64	77		0,32263539	0	
46	N-46	N-41	45		0,18855315	0	0,09427658
47	N-47	N-42	45		0,18855315	0	0,09427658

48	N-48	N-43	55		0,23045385	0	0,11522693
49	N-49	N-64	122		0,51118854	0	1,15436429
	N-49	N-58	190		0,7961133	0	
	N-49	N-50	89		0,37291623	0	
	N-49	N-76	150		0,6285105	0	
50	N-50	N-49	89		0,37291623	0	0,85058421
	N-50	N-51	35		0,14665245	0	
	N-50	N-53	282		1,18159974	0	
51	N-51	N-50	35		0,14665245	0	0,38339141
	N-51	N-52	102		0,42738714	0	
	N-51	N-55	46		0,19274322	0	
52	N-52	N-51	102		0,42738714	0	0,21369357
53	N-53	N-50	282		1,18159974	0	1,08522813
	N-53	N-54	236		0,98885652	0	
54	N-54	N-53	236		0,98885652	0	0,49442826
55	N-55	N-51	46		0,19274322	0	0,09637161
56	N-56	N-76	55		0,23045385	0	0,4127219
	N-56	N-91	53		0,22207371	0	
	N-56	N-57	89		0,37291623	0	
57	N-57	N-56	89		0,37291623	0	0,18645812
58	N-58	N-49	190		0,7961133	0	0,82334876
	N-58	N-59	203		0,85058421	0	
59	N-59	N-58	203		0,85058421	0	0,42529211
60	N-60	N-30	85		0,35615595	0	0,3708212
	N-60	N-61	82		0,34358574	0	
	N-60	N-65	10		0,0419007	0	
61	N-61	N-90	52		0,21788364	0	0,28073469
	N-61	N-60	82		0,34358574	0	
62	N-62	N-68	23		0,09637161	0	1,0412324
	N-62	N-90	335		1,40367345	0	
	N-62	N-63	50		0,2095035	0	
	N-62	N-44	89		0,37291623	0	
63	N-63	N-62	50		0,2095035	0	1,18997988
	N-63	N-76	335		1,40367345	0	
	N-63	N-64	113		0,47347791	0	
	N-63	N-45	70		0,2933049	0	
64	N-64	N-88	331		1,38691317	0	1,34710751
	N-64	N-45	77		0,32263539	0	
	N-64	N-63	113		0,47347791	0	
	N-64	N-49	122		0,51118854	0	
65	N-65	N-60	10		0,0419007	0	0,30378008
	N-65	N-66	69		0,28911483	0	
	N-65	N-67	66		0,27654462	0	
66	N-66	N-65	69		0,28911483	0	0,14455742
67	N-67	N-65	66		0,27654462	0	0,13827231
68	N-68	N-90	341		1,42881387	0	0,90086505

	N-68	N-62	23		0,09637161	0	
	N-68	N-69	66		0,27654462	0	
69	N-69	N-68	66		0,27654462	0	0,64736582
	N-69	N-70	177		0,74164239	0	
	N-69	N-71	66		0,27654462	0	
70	N-70	N-69	177		0,74164239	0	0,3708212
71	N-71	N-69	66		0,27654462	0	0,5028084
	N-71	N-72	48		0,20112336	0	
	N-71	N-74	126		0,52794882	0	
72	N-72	N-71	48		0,20112336	0	0,36663113
	N-72	N-73	25		0,10475175	0	
	N-72	N-75	102		0,42738714	0	
73	N-73	N-72	25		0,10475175	0	0,05237588
74	N-74	N-71	126		0,52794882	0	0,26397441
75	N-75	N-72	102		0,42738714	0	0,21369357
76	N-76	N-63	335		1,40367345	0	1,1313189
	N-76	N-56	55		0,23045385	0	
	N-76	N-49	150		0,6285105	0	
77	N-77	N-92	122		0,51118854	0	1,43928905
	N-77	N-78	33		0,13827231	0	
	N-77	N-80	532		2,22911724	0	
78	N-78	N-77	33		0,13827231	0	2,56851291
	N-78	N-79	1193		4,99875351	0	
79	N-79	N-78	1193		4,99875351	0	2,49937676
80	N-80	N-77	532		2,22911724	0	1,61946206
	N-80	N-81	125		0,52375875	0	
	N-80	N-83	116		0,48604812	0	
81	N-81	N-80	125		0,52375875	0	0,98466645
	N-81	N-82	345		1,44557415	0	
82	N-82	N-81	345		1,44557415	0	0,96581114
	N-82	N-80	116		0,48604812	0	
83	N-83	N-84	65		0,27235455		0,37920134
	N-83	N-80	116		0,48604812		
84	N-84	N-84	65		0,27235455	0	0,27235455
	N-84	N-83	65		0,27235455	0	
85	N-85	N-42	34		0,14246238	0	0,22626378
	N-85	N-43	35		0,14665245	0	
	N-85	N-86	39		0,16341273	0	
86	N-86	N-85	39		0,16341273	0	0,08170637
87	N-87	N-39	192		0,80449344	0	1,13969904
	N-87	N-88	49		0,20531343	0	
	N-87	N-89	303		1,26959121	0	
88	N-88	N-40	187		0,78354309	0	1,18788485
	N-88	N-64	331		1,38691317	0	
	N-88	N-87	49		0,20531343	0	
89	N-89	N-34	217		0,90924519	0	1,31987205

	N-89	N-36	110		0,4609077	0	
	N-89	N-87	303		1,26959121	0	
90	N-90	N-61	52		0,21788364	0	1,52518548
	N-90	N-62	335		1,40367345	0	
	N-90	N-68	341		1,42881387	0	
91	N-91	N-56	53		0,22207371	0	0,11103686

Tableau III-2 : Calcul des débits nodaux en cas de pointe ( $Q_p = 71.60$  l/s)..

### ***III.10- Calcul du réseau par le logiciel EPANET :***

Le logiciel détermine les tâches qui peuvent être effectuées par l'ordinateur, ordonne son fonctionnement et lui procure ainsi son utilité fonctionnelle, l'Epanet en est un, parmi d'autres.

#### ***III.10.1- Définition :***

EPANET est un logiciel développé par l'agence en charge de l'environnement aux Etats Unis (U.S ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY-EPA).

C'est un logiciel de la simulation du comportement qualitatif et hydraulique de l'eau dans les réseaux sous pression. EPANET est distribué gratuitement par l'E.P.A depuis le mois de septembre 1993. Depuis, il est largement utilisé dans le monde entier.

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

**III.10.2- Objectif de l'EPANET :**

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution.

Disponible sous Windows, EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

Ayant au préalable les données de base de notre réseau (longueur de chaque tronçon, diamètre, les altitudes et le débit de chaque nœud) .

On se propose d'utiliser le logiciel EPANET pour simuler le comportement du réseau principal de la commune de tawarga .

La simulation faite par le Logiciel EPANET est la suivante :

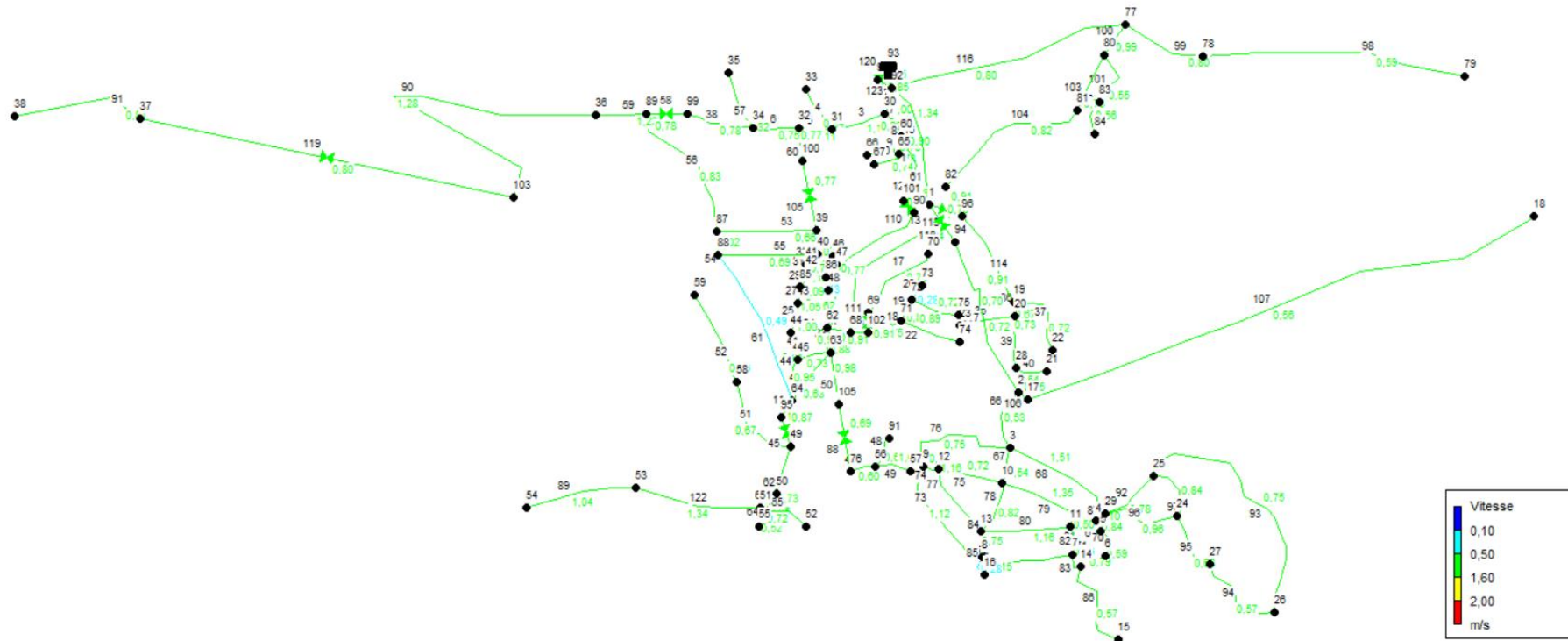


Figure III.3: Simulation Epanet d'arcs de réseau.

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Vitesse m/s	Diamètre normaliser
Tuyau 2	57	204,6	1	250
Tuyau 3	150	163,6	1,14	200
Tuyau 4	57	15,4	0,64	20
Tuyau 5	117	163,6	1,11	200
Tuyau 6	103	102,2	0,75	125
Tuyau 7	85	130,6	0,62	160
Tuyau 8	10	31	0,78	40
Tuyau 9	69	15,4	0,78	20
Tuyau 10	66	15,4	0,74	20
Tuyau 13	341	73,6	0,84	90
Tuyau 14	23	24,6	0,52	32
Tuyau 15	335	58,2	0,77	75
Tuyau 17	177	24,6	0,78	32
Tuyau 18	66	48,8	0,75	63
Tuyau 19	48	31	0,84	40
Tuyau 20	25	15,4	0,28	20
Tuyau 21	102	19,4	0,72	25
Tuyau 22	126	19,4	0,89	25
Tuyau 23	50	58,2	0,88	75
Tuyau 24	89	38,8	0,92	50
Tuyau 25	62	102,2	1	125
Tuyau 26	55	15,4	0,62	20
Tuyau 27	35	102,2	1,05	125
Tuyau 28	39	15,4	0,43	20
Tuyau 29	34	102,2	1,09	125
Tuyau 30	45	15,4	0,5	20
Tuyau 31	13	102,2	1,12	125
Tuyau 32	45	15,4	0,5	20
Tuyau 33	20	130,8	0,71	160
Tuyau 34	50	130,8	1,07	160
Tuyau 35	102	19,4	0,72	25
Tuyau 36	19	48,8	0,67	63
Tuyau 37	166	24,8	0,72	32
Tuyau 39	111	31	0,73	40
Tuyau 40	76	19,4	0,54	25
Tuyau 41	55	102,2	0,81	125
Tuyau 42	70	19,4	0,73	25
Tuyau 43	113	31	0,63	40
Tuyau 44	77	90	0,95	110
Tuyau 47	55	38,8	0,6	50
Tuyau 48	53	15,4	0,6	20
Tuyau 49	89	15,4	1	20
Tuyau 51	190	48,8	0,67	63
Tuyau 52	203	31	0,56	40

Tuyau 53	192	38,8	0,66	50
Tuyau 54	49	48,8	1,02	63
Tuyau 55	187	90	0,69	110
Tuyau 56	303	48,8	0,83	63
Tuyau 57	117	15,4	1,32	20
Tuyau 59	110	73,6	1,23	90
Tuyau 61	331	58,2	0,49	75
Tuyau 62	89	73,6	0,73	90
Tuyau 63	35	58,2	0,85	75
Tuyau 64	46	15,4	0,52	20
Tuyau 65	102	19,4	0,72	25
Tuyau 66	142	204,6	0,53	250
Tuyau 67	65	48,8	1,54	63
Tuyau 68	271	48,8	1,51	63
Tuyau 69	13	73,6	1,1	90
Tuyau 70	61	38,8	0,59	50
Tuyau 71	50	38,8	0,79	50
Tuyau 72	203	48,8	1,15	63
Tuyau 73	244	73,6	1,12	90
Tuyau 74	35	90	0,67	110
Tuyau 75	159	48,8	0,72	63
Tuyau 76	256	130,8	0,75	160
Tuyau 77	165	48,8	1,16	63
Tuyau 78	110	31	0,82	40
Tuyau 79	188	48,8	1,35	63
Tuyau 80	184	58,2	1,16	75
Tuyau 81	52	58,2	1,59	75
Tuyau 82	58	31	0,5	40
Tuyau 83	18	38,8	0,76	50
Tuyau 84	66	48,8	0,75	63
Tuyau 85	25	15,4	0,28	20
Tuyau 86	205	31	0,57	40
Tuyau 87	11	102,2	0,84	125
Tuyau 89	236	24,6	1,04	32
Tuyau 91	293	31	0,81	40
Tuyau 92	155	90	0,78	110
Tuyau 93	542	58,2	0,75	75
Tuyau 94	206	31	0,57	40
Tuyau 95	230	31	0,63	40
Tuyau 96	218	38,8	0,96	50
Tuyau 97	230	38,8	0,84	50
Tuyau 98	1193	73,6	0,59	90
Tuyau 99	33	90	0,8	110
Tuyau 100	532	73,6	0,99	90
Tuyau 101	116	38,8	0,55	50
Tuyau 102	65	24,8	0,56	32

Tuyau 103	125	58,2	0,73	75
Tuyau 104	345	38,8	0,82	50
Tuyau 106	3	90	0,75	110
Tuyau 107	1138	73,6	0,56	90
Tuyau 116	122	130,8	0,8	160
Tuyau 38	217	90	0,78	110
Tuyau 60	215	163,6	0,77	200
Tuyau 12	52	130,8	0,53	160
Tuyau 16	66	58,2	0,91	75
Tuyau 90	1037	58,2	1,28	75
Tuyau 1	82	102,6	0,9	125
Tuyau 11	122	73,6	1,3	90
Tuyau 50	335	48,8	0,98	63
Tuyau 46	256	163,6	1,34	200
Tuyau 114	206	58,2	0,91	75
Tuyau 117	271	204,6	0,7	250
Tuyau 122	282	38,8	1,34	50
Tuyau 123	40	327,4	0,85	400

Tableau III.3: Résultats des Arcs.

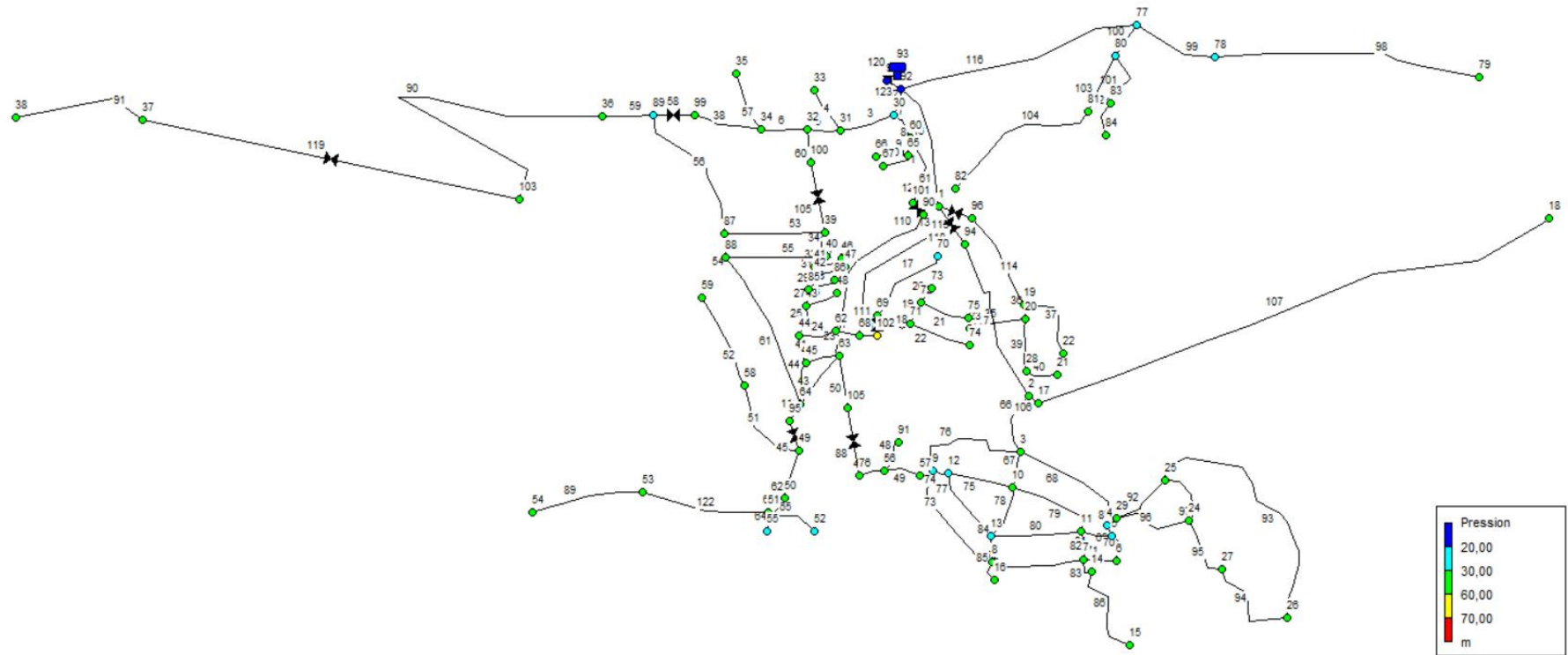


Figure III.4: Simulation Epanet des noeuds de réseau.

Etat de noeud dans le cas de point

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Pression m
Noeud 1	474	1,535	57,25
Noeud 2	417,17	0,871	43,34
Noeud 3	416,6	1,537	43,68
Noeud 4	414,16	0,618	29,81
Noeud 5	414,58	0,263	29,66
Noeud 6	411,79	0,232	33,3
Noeud 7	413,79	0,689	32,48
Noeud 8	421	1,127	32,72
Noeud 9	433,53	1,12	25,4
Noeud 10	420,88	1,093	35,35
Noeud 11	416,6	1,009	30,47
Noeud 12	431,95	0,752	26,75
Noeud 13	424,52	1,099	28,1
Noeud 14	412,25	0,467	33,62
Noeud 15	405,68	0,429	36,75
Noeud 16	420,89	0,052	32,58
Noeud 17	417,09	2,39	43,4
Noeud 18	418	2,38	35,72
Noeud 19	432,76	0,819	44,54
Noeud 20	428,92	0,486	48,13
Noeud 21	419,31	0,159	52,8
Noeud 22	419,86	0,347	51,86
Noeud 23	429,59	0,2136	42,84
Noeud 24	393,74	1,65	42,69
Noeud 25	391,53	1,942	51,02
Noeud 26	388,99	1,567	46,23
Noeud 27	383,41	0,913	48,28
Noeud 28	420,9	0,391	53,2
Noeud 29	412	0,804	31,88
Noeud 30	510,76	0,611	23,29
Noeud 31	498,38	0,678	34,35
Noeud 32	494,82	0,911	36,94
Noeud 33	489,98	0,119	40,06
Noeud 34	486,85	0,915	44,2
Noeud 35	479,16	0,245	30,87
Noeud 36	470	1,82	31,35
Noeud 37	406	2,78	48,06
Noeud 38	400	0,613	44,54
Noeud 39	479,86	0,975	33,5
Noeud 40	473,81	0,538	39,04
Noeud 41	471,77	0,163	40,99
Noeud 42	470,79	0,192	41,77
Noeud 43	466	0,318	45,63

Noeud 44	463,07	0,431	47,83
Noeud 45	458,93	0,423	51,52
Noeud 46	470,36	0,094	41,02
Noeud 47	469,13	0,094	42,06
Noeud 48	465,68	0,115	43,52
Noeud 49	448,14	1,154	37,91
Noeud 50	450,83	0,85	34,34
Noeud 51	452,8	0,383	31,78
Noeud 52	452	0,213	27,98
Noeud 53	433	1,085	33,86
Noeud 54	414	0,494	36,99
Noeud 55	456,56	0,096	26,56
Noeud 56	438,03	0,412	39,24
Noeud 57	433,62	0,186	34,05
Noeud 58	444,58	0,823	38,94
Noeud 59	440	0,425	40,17
Noeud 60	493	0,37	40,73
Noeud 61	484	0,28	48,94
Noeud 62	459,59	1,04	48,51
Noeud 63	458,04	1,189	49,15
Noeud 64	458,82	1,347	50,67
Noeud 65	492,7	0,303	40,73
Noeud 66	493,99	0,145	34,75
Noeud 67	491,74	0,138	37,6
Noeud 68	457,05	0,9	51,47
Noeud 69	445,46	0,647	41,8
Noeud 70	457,78	0,37	22,51
Noeud 71	437,57	0,502	48,61
Noeud 72	440,92	0,366	43,61
Noeud 73	444	0,0523	40,27
Noeud 74	425,75	0,264	51,99
Noeud 75	430	0,213	49,94
Noeud 76	440,71	1,131	37,34
Noeud 77	512	1,439	21,63
Noeud 78	512,34	2,568	21
Noeud 79	484	2,499	41,58
Noeud 80	499,43	1,62	25,07
Noeud 81	492,44	0,984	30,45
Noeud 82	476,32	0,965	37,87
Noeud 83	490,98	0,379	32,11
Noeud 84	482,31	0,272	39,39
Noeud 85	468,38	0,226	43,71
Noeud 86	468,82	0,081	42,37
Noeud 87	460,7	1,139	49,42
Noeud 88	463,48	1,187	48,06
Noeud 89	474,38	1,319	29,76

Noeud 90	474,08	1,525	38,72
Noeud 91	433,92	0,111	41,15
Noeud 92	518	0,911	16,35
Noeud 96	432,76	0	48,49
Noeud 94	417,17	0	44,08
Noeud 97	518	0	16,44
Noeud 99	474,38	0	54,76
Noeud 100	479,86	0	51
Noeud 101	474,08	0	58,72
Noeud 102	445,46	0	61,8
Noeud 103	406	0	58,06
Noeud 95	448,14	0	57,91
Noeud 105	440,71	0	57,34

Tableau III.4 : Résultats des nœuds.



Etat des Arcs dans le cas de point + incendie:

	Longueur	Diamètre	Vitesse	Diamètre normalises
ID Arc	m	mm	m/s	mm
Tuyau 2	57	204,6	1,52	250
Tuyau 3	150	163,6	1,15	200
Tuyau 4	57	15,4	0,64	20
Tuyau 5	117	163,6	1,11	200
Tuyau 6	103	102,2	0,75	125
Tuyau 7	85	163,6	1,25	200
Tuyau 8	10	31	0,78	40
Tuyau 9	69	15,4	0,78	20
Tuyau 10	66	15,4	0,74	20
Tuyau 13	341	130,2	1,26	160
Tuyau 14	23	58,2	1,35	75
Tuyau 15	335	90	0,89	110
Tuyau 17	177	130,2	1,3	160
Tuyau 18	66	48,8	0,75	63
Tuyau 19	48	31	0,84	40
Tuyau 20	25	15,4	0,28	20
Tuyau 21	102	19,4	0,72	25
Tuyau 22	126	19,4	0,89	25
Tuyau 23	50	58,2	0,85	75
Tuyau 24	89	38,8	1,03	50
Tuyau 25	62	102,2	1,02	125
Tuyau 26	55	15,4	0,62	20
Tuyau 27	35	102,2	1,07	125
Tuyau 28	39	15,4	0,43	20
Tuyau 29	34	102,2	1,11	125
Tuyau 30	45	15,4	0,5	20
Tuyau 31	13	102,2	1,15	125
Tuyau 32	45	15,4	0,5	20
Tuyau 33	20	130,8	0,72	160
Tuyau 34	50	130,8	1,09	160
Tuyau 35	102	19,4	0,72	25
Tuyau 36	19	48,8	0,67	63
Tuyau 37	166	24,8	0,72	32
Tuyau 39	111	31	0,73	40
Tuyau 40	76	19,4	0,54	25
Tuyau 41	55	102,2	0,82	125
Tuyau 42	70	19,4	0,8	25
Tuyau 43	113	31	0,71	40
Tuyau 44	77	90	0,95	110
Tuyau 47	55	38,8	0,6	50
Tuyau 48	53	15,4	0,6	20

Tuyau 49	89	15,4	1	20
Tuyau 51	190	48,8	0,67	63
Tuyau 52	203	31	0,56	40
Tuyau 53	192	38,8	0,66	50
Tuyau 54	49	48,8	1,02	63
Tuyau 55	187	90	0,7	110
Tuyau 56	303	48,8	0,82	63
Tuyau 57	117	15,4	1,32	20
Tuyau 59	110	73,6	1,23	90
Tuyau 61	331	58,2	0,5	75
Tuyau 62	89	73,6	0,73	90
Tuyau 63	35	58,2	0,85	75
Tuyau 64	46	15,4	0,52	20
Tuyau 65	102	19,4	0,72	25
Tuyau 66	142	204,6	0,53	250
Tuyau 67	65	48,8	1,54	63
Tuyau 68	271	48,8	1,51	63
Tuyau 69	13	73,6	1,1	90
Tuyau 70	61	38,8	0,59	50
Tuyau 71	50	38,8	0,79	50
Tuyau 72	203	48,8	1,15	63
Tuyau 73	244	73,6	1,12	90
Tuyau 74	35	90	0,67	110
Tuyau 75	159	48,8	0,72	63
Tuyau 76	256	130,8	0,75	160
Tuyau 77	165	48,8	1,16	63
Tuyau 78	110	31	0,82	40
Tuyau 79	188	48,8	1,35	63
Tuyau 80	184	58,2	1,16	75
Tuyau 81	52	58,2	1,59	75
Tuyau 82	58	31	0,5	40
Tuyau 83	18	38,8	0,76	50
Tuyau 84	66	48,8	0,75	63
Tuyau 85	25	15,4	0,28	20
Tuyau 86	205	31	0,57	40
Tuyau 87	11	102,2	0,84	125
Tuyau 89	236	24,6	1,04	32
Tuyau 91	293	31	0,81	40
Tuyau 92	155	90	0,78	110
Tuyau 93	542	58,2	0,75	75
Tuyau 94	206	31	0,57	40
Tuyau 95	230	31	0,63	40
Tuyau 96	218	38,8	0,96	50
Tuyau 97	230	38,8	0,84	50
Tuyau 98	1193	73,6	0,59	90
Tuyau 99	33	90	0,8	110

Tuyau 100	532	73,6	0,99	90
Tuyau 101	116	38,8	0,55	50
Tuyau 102	65	24,8	0,56	32
Tuyau 103	125	58,2	0,73	75
Tuyau 104	345	38,8	0,82	50
Tuyau 106	3	90	0,75	110
Tuyau 107	1138	73,6	0,56	90
Tuyau 116	122	130,8	0,8	160
Tuyau 38	217	90	0,78	110
Tuyau 60	215	163,6	0,78	200
Tuyau 12	52	130,8	1,78	160
Tuyau 16	66	163,6	0,92	200
Tuyau 90	1037	58,2	1,28	75
Tuyau 1	82	163,6	1,15	200
Tuyau 11	122	73,6	1,3	90
Tuyau 50	335	48,8	0,98	63
Tuyau 46	256	163,6	1,34	200
Tuyau 114	206	58,2	0,91	75
Tuyau 117	271	204,6	0,7	250
Tuyau 122	282	38,8	1,34	50
Tuyau 123	40	327,4	1,05	400

Tableau III.5 : Résultats des Arcs en cas point + incendie.

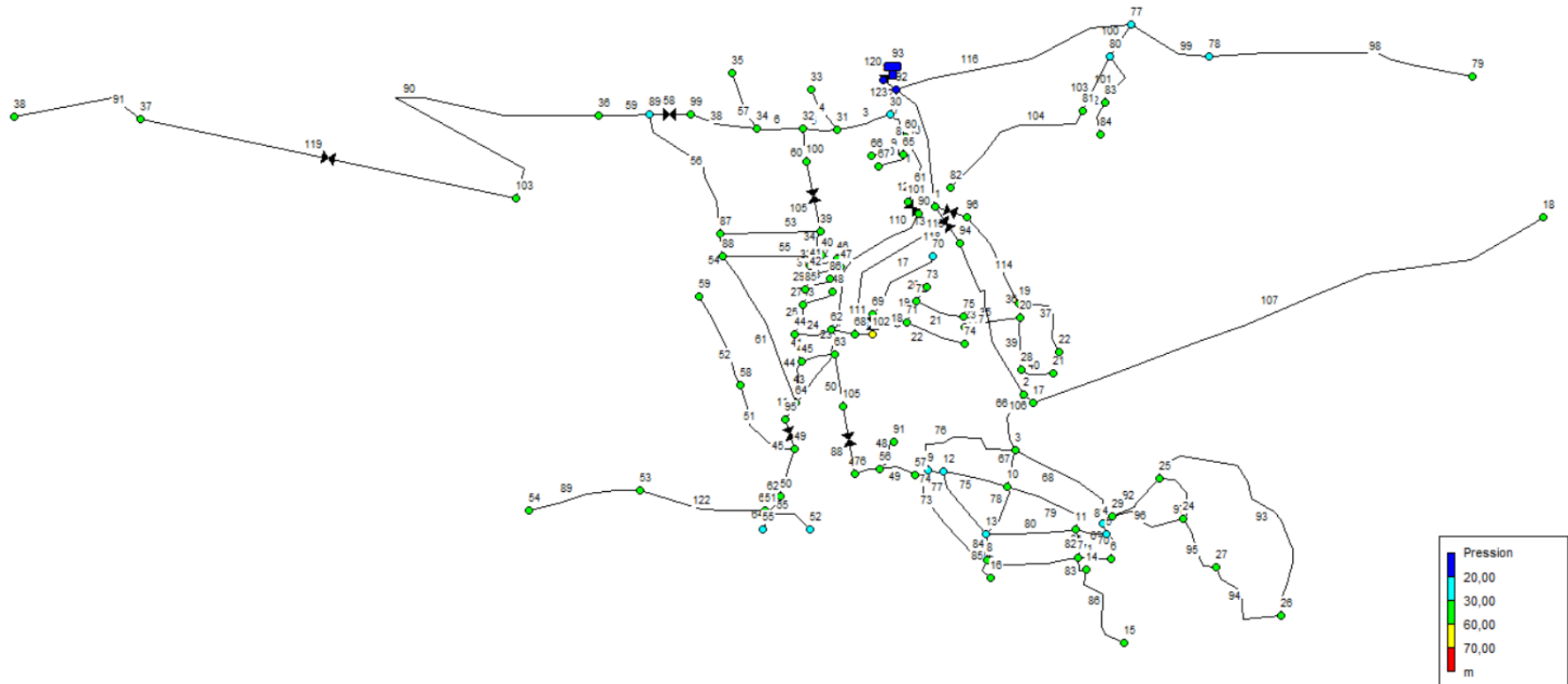


Figure III.6: Simulation Epanet des nœuds de réseau en cas de point + incendié.

Etat de noeud dans le cas de point + incendie:

ID Noeud	Altitude m	Demande Base LPS	Pression m
Noeud 1	474	1,535	57,2
Noeud 2	417,17	0,871	43,3
Noeud 3	416,6	1,537	43,64
Noeud 4	414,16	0,618	29,77
Noeud 5	414,58	0,263	29,62
Noeud 6	411,79	0,232	33,25
Noeud 7	413,79	0,689	32,43
Noeud 8	421	1,127	32,68
Noeud 9	433,53	1,12	25,35
Noeud 10	420,88	1,093	35,31
Noeud 11	416,6	1,009	30,43
Noeud 12	431,95	0,752	26,7
Noeud 13	424,52	1,099	28,06
Noeud 14	412,25	0,467	33,58
Noeud 15	405,68	0,429	36,71
Noeud 16	420,89	0,052	32,53
Noeud 17	417,09	2,39	43,35
Noeud 18	418	2,38	35,68
Noeud 19	432,76	0,819	44,5
Noeud 20	428,92	0,486	48,08
Noeud 21	419,31	0,159	52,75
Noeud 22	419,86	0,347	51,82
Noeud 23	429,59	0,2136	42,8
Noeud 24	393,74	1,65	42,65
Noeud 25	391,53	1,942	50,97
Noeud 26	388,99	1,567	46,19
Noeud 27	383,41	0,913	48,24
Noeud 28	420,9	0,391	53,15
Noeud 29	412	0,804	31,84
Noeud 30	510,76	0,611	22,89
Noeud 31	498,38	0,678	33,93
Noeud 32	494,82	0,911	36,51
Noeud 33	489,98	0,119	39,64
Noeud 34	486,85	0,915	43,76
Noeud 35	479,16	0,245	30,44
Noeud 36	470	1,82	30,91
Noeud 37	406	2,78	47,63
Noeud 38	400	0,613	44,1
Noeud 39	479,86	0,975	33,04
Noeud 40	473,81	0,538	38,57
Noeud 41	471,77	0,163	40,52
Noeud 42	470,79	0,192	41,3
Noeud 43	466	0,318	45,12

Noeud 44	463,07	0,431	47,29
Noeud 45	458,93	0,423	50,98
Noeud 46	470,36	0,094	40,56
Noeud 47	469,13	0,094	41,59
Noeud 48	465,68	0,115	43,01
Noeud 49	448,14	1,154	37,35
Noeud 50	450,83	0,85	33,79
Noeud 51	452,8	0,383	31,22
Noeud 52	452	0,213	27,43
Noeud 53	433	1,085	33,3
Noeud 54	414	0,494	36,43
Noeud 55	456,56	0,096	26
Noeud 56	438,03	0,412	38,13
Noeud 57	433,62	0,186	32,94
Noeud 58	444,58	0,823	38,38
Noeud 59	440	0,425	39,62
Noeud 60	493	0,37	39,74
Noeud 61	484	0,28	48,01
Noeud 62	459,59	1,04	47,34
Noeud 63	458,04	1,189	48,04
Noeud 64	458,82	1,347	50,12
Noeud 65	492,7	0,303	39,75
Noeud 66	493,99	0,145	33,76
Noeud 67	491,74	0,138	36,61
Noeud 68	457,05	0,9	48,96
Noeud 69	445,46	0,647	40,16
Noeud 70	457,78	17,37	25,25
Noeud 71	437,57	0,502	46,97
Noeud 72	440,92	0,366	41,97
Noeud 73	444	0,0523	38,63
Noeud 74	425,75	0,264	50,35
Noeud 75	430	0,213	48,3
Noeud 76	440,71	1,131	36,23
Noeud 77	512	1,439	21,59
Noeud 78	512,34	2,568	20,95
Noeud 79	484	2,499	41,53
Noeud 80	499,43	1,62	25,03
Noeud 81	492,44	0,984	30,41
Noeud 82	476,32	0,965	37,82
Noeud 83	490,98	0,379	32,07
Noeud 84	482,31	0,272	39,35
Noeud 85	468,38	0,226	43,22
Noeud 86	468,82	0,081	41,88
Noeud 87	460,7	1,139	48,95
Noeud 88	463,48	1,187	47,59
Noeud 89	474,38	1,319	29,32

Noeud 90	474,08	1,525	36,59
Noeud 91	433,92	0,111	40,04
Noeud 92	518	0,911	16,31
Noeud 96	432,76	0	48,44
Noeud 94	417,17	0	44,03
Noeud 97	518	0	16,44
Noeud 99	474,38	0	54,32
Noeud 100	479,86	0	50,54
Noeud 101	474,08	0	56,59
Noeud 102	445,46	0	60,16
Noeud 103	406	0	57,63
Noeud 95	448,14	0	57,35
Noeud 105	440,71	0	56,23

Tableau III.6 : Résultats des nœuds.

La simulation par le logiciel Epanet a donné des valeurs de la pression aux nœuds dans le même ordre de grandeur que celles calculées manuellement par la méthode de Hardy Cross.

### ***III.11- Équipement du réseau de distribution:***

#### ***III.11.1- Type de canalisation:***

Le réseau de distribution sera constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD, PN=16 bar, les diamètres utilisés varient entre 20mm et 300mm.

#### ***III.11.2- Appareils et accessoires du réseau:***

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

##### ***III.11.2.1- Robinets vannes:***

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite «béquille ». Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

##### ***III.11.2.2- Poteau 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 au moins de 10 mce.

**III.11.2.3- 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 hydraulique. 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.

**III.11.2.4- Bouche d'arrosage:**

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins et des espaces verts.

**III.11.2.5- Pièces spéciales de raccord:**

a) **Les Tés** : utilisés pour le raccordement des canalisations secondaires sur la canalisation principale.

b) **Les coudes** : utilisés en cas de changement de direction.

c) **Les cônes de réduction** : ce sont des organes de raccord en cas de changement de diamètre.

**III.12- Conclusion :**

Le réseau de distribution de la ville TAWARGA de débit de pointe 71.60 l/s avec une longueur totale des conduites égale à 17088 m Les conduites utilisées est en PEHD avec des diamètres varient entre 20 mm et 400 mm et PN 16 bar. La pression minimale est égale 34.67 m et la pression maximale ne dépasse pas 60 m. La vitesse de l'écoulement dans notre réseau de distribution varie entre 0.46 m/s et 1.6 m/s.

### ***IV.1- Introduction :***

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques intermédiaires entre les réseaux d'adduction et les réseaux de distribution. Ce sont des ouvrages aménagés pour contenir de l'eau, Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée.

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples.

### ***IV.2- Rôle des réservoirs :***

Les réservoirs constituant une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés de plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies, en plus les réservoirs offrent notamment les avantages suivants :

- Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification de l'exploitation.
- Assurer la pression nécessaire en tout point du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais.

### ***IV.3- Emplacement des réservoirs :***

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation. Donc on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- Le point le plus bas à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville en question.
- L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
- Simplicité de réalisation du coffrage.

- Etanchéité plus facile à réaliser.

#### ***IV.4- Fonction générale des réservoirs :***

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique.

##### ***IV.4.1- Fonctions techniques :***

- régularisation des débits (demande et apport) .
- sécurité d'approvisionnement.
- régulation de la pression ;
- simplification de l'exploitation ;
- réacteur participant au traitement ;
- la distribution de l'eau vers les abonnés.

##### ***IV.4.2- Fonctions économiques :***

- réduction des investissements sur les ouvrages de production ;
- réduction des investissements sur le réseau de distribution ;
- réduction des dépenses d'énergie.

#### ***IV.5- Classifications des réservoirs :***

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères prisent en considération :

##### ***IV.5.1- Classification selon le matériau de construction :***

Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs :

- Réservoir métallique.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton armé.

##### ***IV.5.2- Classification selon la situation des lieux :***

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Réservoir enterré.
- Réservoir semi enterré.
- Réservoir sur élevé ou sur tour.

##### ***IV.5.3- Classification selon l'usage :***

Vu les multi usages des réservoirs on peut les classer suit :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage.

- Réservoir d'équilibre (réservoir tampon).
- Réservoir de traitement.

#### ***IV.5.4- Classification selon des considérations esthétiques :***

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

#### ***IV.5.5- Classification selon la forme géométrique :***

Généralement on retrouve dans la pratique trois formes usuelles :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire ou carré.
- Réservoir conique Comme on trouve parfois des réservoirs à formes quelconques (sphérique, ..).

#### ***IV.5.6- Les réservoirs en charge (sous pression) :***

Ces réservoirs maintiennent une pression supérieure à la pression atmosphérique au-dessus du plan d'eau par un dispositif de compression. On les retrouve généralement dans le cas d'une injection directe par pompage dans le réseau.

#### ***IV.6- Choix du type du réservoir :***

Nous avons qu'il existe plusieurs types des réservoirs tel que :

- Réservoir enterré.
- Réservoir semi enterré.
- Réservoir surélevé appelle château d'eau.

Notre étude consiste à maintenir un ouvrage de stockage d'eau pour satisfaire quantitativement les consommateurs de la région dans la venir.

Le choix de type est basé sur les avantages suivants :

- Economie sur les frais de construction.
- Etude architecturale très simplifiée.
- Etanchéité plus facile à réaliser.
- Conservation de la température constante de l'eau emmagasinée.

#### ***IV.7- Détermination de la capacité :***

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée.

La détermination de cette capacité, tient compte de la répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

#### ***IV.7.1- Principe de calcul :***

Pour estimer la capacité d'un réservoir, nous devons procéder :

- Soit à la méthode graphique qui tient compte de la courbe de consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.
- Soit à la méthode analytique qui tient compte des débits d'apports et des débits de départ en ajoutant bien entendu la réserve minimale destinée à l'incendie estimé 120 m<sup>3</sup>.

##### ***IV.7.1.1- méthode analytique :***

Cette méthode repose sur la superposition de l'apport et de la consommation d'où on tire le volume maximum reçu et accumulé par le réservoir, en dressant pour chaque heure la différence entre la production et la consommation et suivre après le rythme de remplissage et de vidange du réservoir.

##### ***IV.7.1.2- méthode graphique :***

On se base sur le même principe que la méthode analytique, la différence c'est que cette fois nous allons faire le cumul de la production et celui de la consommation, et faire après une comparaison graphique.

Le volume du réservoir est donné par la somme des valeurs absolues des deux plus grands écarts entre les deux courbes (le plus grand écart positif et le plus grand écart négatif).

- La capacité théorique des réservoirs est déterminée par la méthode analytique. Cette méthode base sur la répartition horaire du débit entrant et du débit sortant du réservoir pendant vingt-quatre heures (24h) de consommation.

Ces débits sont exprimés en pourcentage de la consommation maximal journalière.

La répartition des pourcentages de consommation (débit sortant) sur les vingt-quatre (24h) heures sont déterminées a partir de (l'annexe II)

La répartition des pourcentages du débit entrant sur les vingt-quatre heures est déterminée en fonction du mode d'arrivée.

Arrivée gravitairement permanente sur vingt-quatre heures (24h/24h). Le pourcentage du débit entrant sera égal à 4,16% pour toutes les tranches horaires (100/24).

Arrivée permanente sur un temps de pompage, ce temps prendra la valeur de 20 heures, ce qui donne un pourcentage horaire de 5% (100/20). La capacité du sept réservoirs terminaux est déterminée par la formule suivante :

$$V_u = \frac{P\% \cdot Q_{\max j}}{100} \dots\dots\dots(IV.1)$$

$V_u$ : Volume utile ( $m^3$ ),

P(%): fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.

$Q_{\max j}$ : La consommation maximale journalière ( $m^3/j$ ).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_u + V_{inc}$$

Et on a :  $V_{inc} = 120m^3$

Heures (h)	Consommation horaire	Apport	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00-01	1,5	0		1,5	8.5
01-02	1,5	0	0	1.5	7
02-03	1,5	0		1.5	5.5
03-04	1,5	0		1.5	4
04-05	2,5	5	2.5		6.5
05-06	3,5	5	1.5		8
06-07	4,5	5	0.5		8.5
07-08	5,5	5		0.5	8
08-09	6,25	5		1.25	6.75
09-10	6,25	5		1.25	5.5
10-11	6,25	5		1.25	4.25
11-12	6,25	5		1.25	3
12-13	5	5	0	0	3
13-14	5	5	0	0	3
14-15	5,5	5		0.5	2.5
15-16	6	5		1	1.5

16-17	6	5		1	0.5
17-18	5,5	5		0.5	0
18-19	5	5		0	
19-20	4,5	5	0.5		0.5
20-21	4	5	1		1.5
21-22	3	5	2		3.5
22-23	2	5	3		6.5
23-24	1,5	5	3.5		10
<b>Total</b>	<b>100%</b>	100	14.5	14.5	

Tableau III- 1: **Détermination de la capacité de réservoir.**

Alors le volume du réservoir R sera :

- Le volume utile sera :

$$V_u = \frac{3692.169 \cdot 10}{100} = 369.216 \text{ m}^3$$

-La capacité totale sera :

$$V_T = V_u + V_{inc}$$

$$V_T = 369.216 + 120 = 489.216 \text{ m}^3$$

Donc le volume standard égale à  $V_T = 500 \text{ m}^3$ , mais dans notre étude on va prendre le volume  $V_{\text{Réservoir}} = 700 \text{ m}^3$  car il existe déjà.

#### IV.8- FORME DES RESERVOIRS :

La section circulaire est généralement adoptée pour les réservoirs de capacité inférieure à 10 000 m<sup>3</sup>, ce qui permet de choisir cette forme pour tous les réservoirs terminaux. La hauteur d'eau utile est limitée généralement entre 3 et 6 mètres; l'optimum, pour les agglomérations de petite ou moyenne importance, se situe le plus souvent vers 4 à 5 mètres, Leurs dimensions seront déterminées comme suit:

Le diamètre D de la cuve On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

$$S = \frac{V_n}{h} \rightarrow \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \cdot V_n}{\pi \cdot h}} \dots \dots \dots (IV.2)$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 500}{\pi \cdot 6}} = 10.30 \text{ m}$$

$V_n$ : Volume normalisée du réservoir (m<sup>3</sup>)

S : section du réservoir (m<sup>2</sup>)

D : diamètre de la cuve (m)

h : hauteur utile optimale d'eau (m), 3 < h < 6 m

### Réévaluation de la hauteur d'eau h :

On calcule le diamètre de la cuve moyennant la formule

AN:

$$h = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot D_n^2} \dots\dots\dots (IV.3)$$

### La section de la cuve :

On calcule la section de la cuve moyennant la formule

AN :

$$S = \frac{V}{h} = \frac{500}{6} = 83.33 \text{ m}^2$$

### La hauteur totale H du réservoir

On calcule la hauteur du réservoir moyennant la formule  $H = h + R \dots\dots\dots (IV.4)$

Avec :

H : hauteur totale du réservoir (m)

h: hauteur d'eau (m)

R : revanche (m)

### La hauteur de la réserve d'incendie :

On calcule la hauteur de la réserve d'incendie moyennant la formule

$$\text{AN : } V_{inc} = \frac{V_{inc}}{S}$$

$$V_{inc} = \frac{120}{83.33} = 1.44 \text{ m}$$

### ***IV.9- ÉQUIPEMENTS DU RESERVOIR :***

Le réservoir doit être équipé :

1. D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.
2. Une conduite de départ ou de distribution.
3. Une conduite de vidange.
4. Une conduite de trop-plein.
5. Système de matérialisation de la consigne d'incendie.
6. Conduite by-pass. Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

#### ***IV.9.1- Conduite d'arrivée ou d'adduction :***

Si l'adduction est faite par refoulement, arrivée dans la cuve en siphon noyé (à la partie supérieure de la cuve), ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage, par conséquent, un dispositif de contrôle situé au niveau de la station de pompage permet le déclenchement de l'arrêt ou de la mise en marche des pompes

#### ***IV.9.2- Conduite de départ ou de distribution :***

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15 à 20 cm) au-dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension (sables ou boues). L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse, permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

#### ***IV.9.3- Conduite du trop-plein :***

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée. L'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

**IV.9.4- Conduite de vidange :**

Elle permet la vidange du château d'eau, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

**IV.9.5- Conduite by-pass :**

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution. Elle assure la distribution pendant le nettoyage.

**IV.9.6- Système de matérialisation de la réserve d'incendie :**

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la figure (III-1) présente un système en siphon à évent : Son fonctionnement est le suivant :

- Normal : 1 et 2 ouverts, le 3 est fermé.
- Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 3. C'est une disposition spéciale de la lientérie à adopter au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies sont atteints.

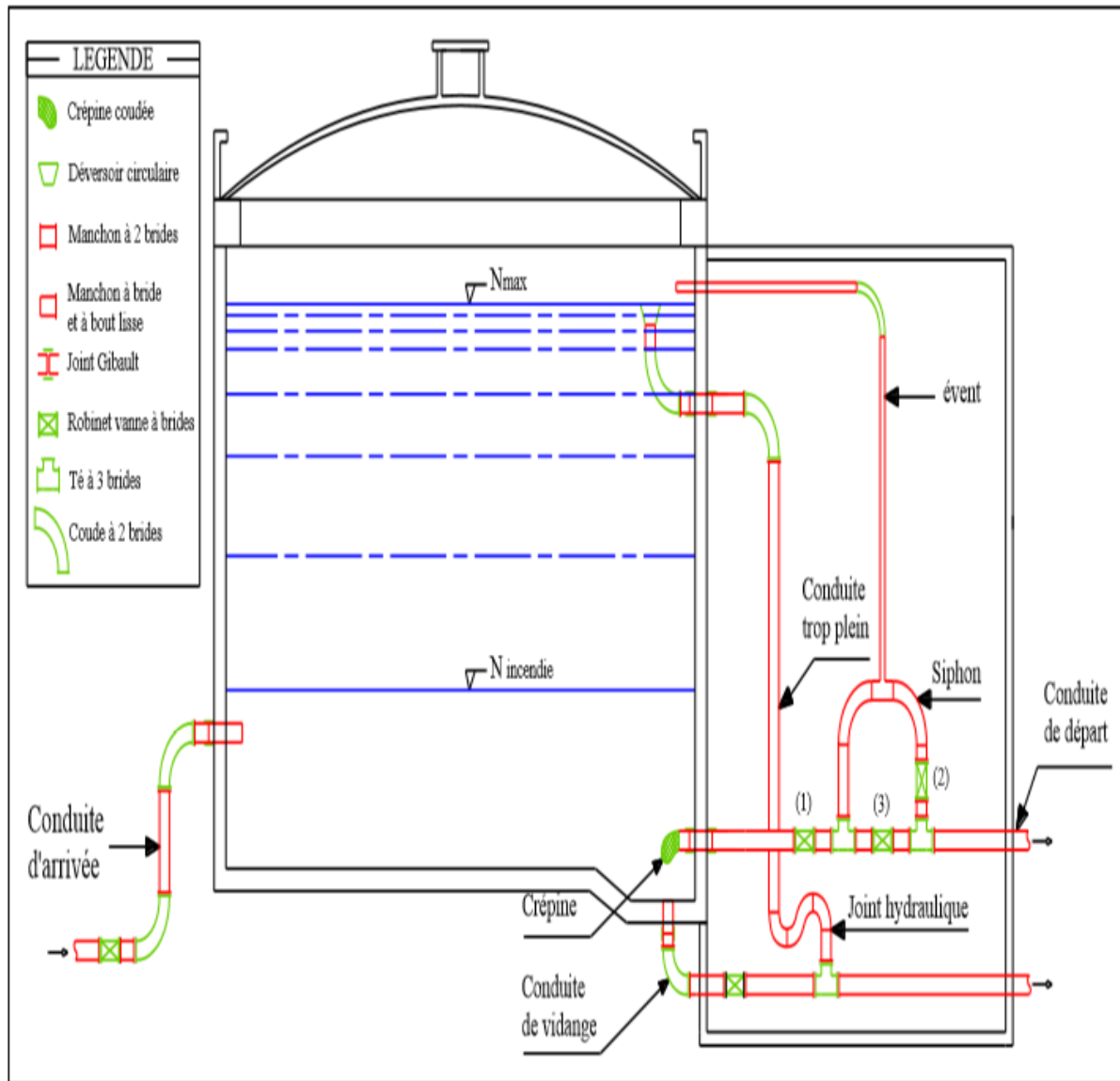


Figure-III-1 : Coup transversale d'un réservoir semi-enterré.

#### IV.10- Conclusion :

Dans ce chapitre on a déterminé la capacité et le dimensionnement des différents types de réservoir, qui permettent le bon fonctionnement du réseau adduction et garantissant l'alimentation en eau potable des localités au cours de la journée.

### ***V.1- Introduction :***

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux (aqueduc, qanat) vers les lieux de consommation. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : *ad ducere* (mener ou conduire vers, amener, etc.). On utilise des différents systèmes d'adduction, Soit par refoulement en employant un système de pompes pour créer une pression dans le réseau, soit l'adduction gravitaire en utilisant les différences d'altitude de l'eau.

Le but de cette étude est de parvenir ; à la mise en place d'un système d'adduction qui a deux aspects dépendant l'un de l'autre ; l'un technique et l'autre économique.

Dans notre cas la source d'eau vient des forages de DAR-EL-BIADA.

### ***V.2- Choix tracé :***

Le choix du tracé 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 régulière que possible, pour éliminer les contres pentes.
- En raison d'économie, le tracé doit être le plus court possible.
- Eviter 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 ouvert afin d'éviter les butées importantes.

Dans notre cas le tracé des adductions a été étudié.

### ***V.3- Le Choix 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.

Pour notre étude, nous avons opté pour des conduites en PEHD qui :

- Disponible sur le marché.
- Supportent des pressions importantes.
- S'adaptent par élasticité aux reliefs plus ou moins accidentés.
- Pour le PEHD, on spécifie le diamètre extérieur (DE ou Ø) qui correspond au diamètre extérieur de la canalisation.

#### ***V.4- Le système d'adduction : [4]***

##### ***V.4.1- Adduction en charge (refoulement) :***

C'est une adduction ou l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydroélectriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

##### ***V.4.2- Adduction gravitaire :***

C'est une adduction ou l'écoulement se fait gravitaire. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

##### ***V.4.3- Adduction mixte :***

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

Dans notre étude on trouve le dernier système (refoulement et gravitaire).

#### ***V.5- Les adductions :***

##### ***V.5.1- Adduction à partir des forages F1, F2 vers la bêche de reprise BR1 Dar-el-beida:***

Les deux forages du champ de captage refoulent leurs eaux vers la bêche de reprise BR1 par une conduite qui se compose de deux tronçons de même diamètre et de même matériau. Le débit de refoulement actuel des forages est de 42 l/s (un forage en marche).



Figure. V.1: Vue générale de l'abri de forage F1.

*Description de l'abri de forage :*

**Données générales :**

<b>Localité</b>	BAGHLIA
<b>Champ de captage</b>	Oued Sebaou
<b>Cote de niveau statique</b>	-20 m
<b>Coordonnées du forage</b>	X:606,825m /Y:386,150m /Z:29m
<b>Date de mise en service</b>	2014
<b>Forme géométrique</b>	Rectangulaire
<b>Nature de l'ouvrage</b>	Structure en béton armé, murs en parpaing
<b>L'accès extérieur</b>	Accès difficile pour les véhicules surtout pour la grue lors du changement de la pompe.
<b>La porte de l'abri</b>	Dans un état moyen

La clôture	Clôture inexistante
------------	---------------------

Tableau. V.1: Caractéristiques de l'abri de forage F1.



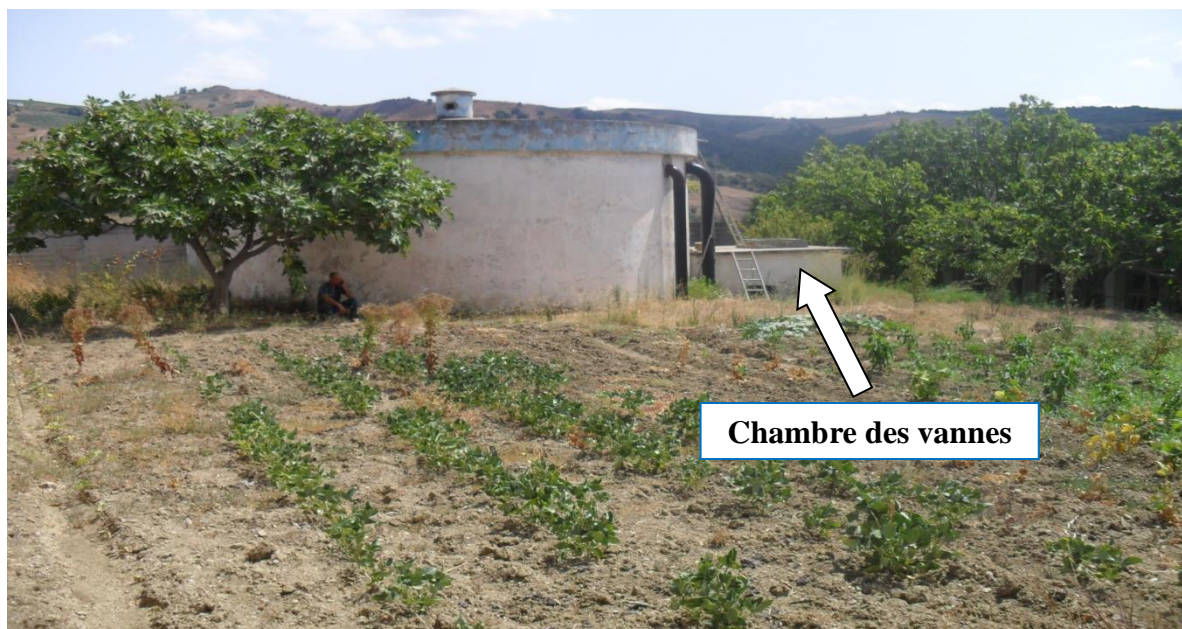
Figure. V.2 : Vue générale de l'abri de forage F2.

*Description de l'abri de forage :***Données générales :**

<b>Localité</b>	BAGHLIA
<b>Champ de captage</b>	Oued Sebaou
<b>Cote de niveau statique</b>	-27 m
<b>Coordonnées du forage</b>	X:606,860m /Y:386,140m /Z:32m
<b>Date de mise en service</b>	1987
<b>Forme géométrique</b>	Rectangulaire

<b>Nature de l'ouvrage</b>	Structure en béton armé, murs en parpaing
<b>L'accès extérieur</b>	Accès difficile pour les véhicules surtout pour la grue lors du changement de la pompe.
<b>La porte de clôture</b>	Etat moyen, manque de serrure et reprendre la peinture
<b>La porte de l'abri</b>	Dans un état moyen
<b>La clôture</b>	Etats moyen avec des fissures à réparer

Tableau. V.2 : Caractéristiques de l'abri de forage F2.

Figure. V. 3 : Bâche de reprise Circulaire, semi enterré 300m<sup>3</sup>.

<b>Localité</b>	DAR-EL-BEIDA
<b>Capacité (m<sup>3</sup>)</b>	300
<b>Forme géométrique</b>	Circulaire, semi enterré
<b>Nature de l'ouvrage</b>	En béton armé
<b>Cote radié (m)</b>	104.00 m

<b>Cote trop plein (m)</b>	<b>108.00 m</b>
<b>L'accès extérieur</b>	Facile
<b>La clôture</b>	Etat moyen
<b>Portail d'accès</b>	Etat moyen
<b>L'accès intérieur</b>	Facile
<b>Eclairage</b>	Sans éclairage

Tableau. V.3 : **Caractéristiques de réservoir Dar-El-Beida.**

***V.5.1.1- Calcul des diamètres des adductions de refoulement :***

Calcul du diamètre économique pour les conduites en Refoulement. Le but du calcul consiste à déterminer le diamètre économique des conduites en refoulement. Il est connu que les coûts d'investissement sont proportionnels aux diamètres et que l'énergie consommée pour un même débit avec différents diamètres. Notre but consiste donc à déterminer le diamètre qui engendre le moins de frais. C'est ce qui est désigné par le diamètre économique.

Pour dimensionnée cette conduite on applique les deux formules :

➤ La formule de Bonin :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \dots\dots\dots(V.1) \text{ (Relation de Bonin)}$$

$$Q = 42 \text{ l/s} = 0.042 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_{cc} = \sqrt{0.042} = 0.2049 \text{ m}$$

D'où le diamètre de la conduite sera égale à 0,205 m = 205 mm

➤ La formule de Bresse :

$$D = 1.5 \cdot \sqrt{Q} \dots\dots\dots(V.2) \text{ (Relation de Bress)}$$

$$D = 1.5 \cdot \sqrt{0.042} = 0.307 \text{ m}$$

D'où le diamètre de la conduite sera égale à 0,307 m = 307 mm

Donc pour le premier tronçon F1-BR1 :

On opte pour une conduite de **250 mm** ou de **315 mm** (diamètre extérieure).

Les formules utilisées ci-dessus donnent des diamètres qui ne sont pas normalisés, pour cela, on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations.

**a- Frais d'amortissement**

Ils augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement : Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$Fam = Prc * A \text{ [DA]} \dots\dots\dots(V.3)$$

Diamètre (mm)	Prix ml (DA)	Longueur (m)	Fam (DA)
200	3273,12	475	<b>1554732</b>
250	4924,82	475	<b>2339289,5</b>
315	8910,00	475	<b>4232250</b>
400	14580,00	475	<b>6925500</b>

Tableau. V.4 : **Prix des deux diamètres à utilisé pour le tronçon F1-BR1.**

Prc : prix de la conduite en (DA), (prix de la canalisation et le prix de tassement au m.L.)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots(V.4)$$

i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %

n: nombre d'années d'amortissement, n = 15 ans

$$\text{Donc : } A = \frac{0.08}{(0.08+1)^{15} - 1} + 0.08 = 0.1168 = 11.68 \%$$

***b- Frais d'exploitation***

On détermine d'abord les pertes de charges ( $\Delta H$ ) engendrées dans les conduites, en connaissant la hauteur géométrique, on peut calculer les hauteurs manométriques totales correspondant à chaque canalisation à fin de connaître la puissance absorbée par la pompe.

***V.5.1.2- Calcul les pertes de charge linéaires :***

Les pertes de charge linéaires en hydraulique sont dues aux frottements du fluide contre les parois du tube (conduite). Plus la vitesse du fluide est élevé, plus la perte de charge augmente.

Les pertes de charge linéaire est déterminé par la formule suivante :

$$\Delta h = J * L \dots\dots\dots(V.5)$$

D'où J : le gradient de la perte de charge.

***a- Le gradient de la perte de charge :***

La formule de calcule de gradient de Darcy-Weibach, est donnée par l'équation suivante :

$$J = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots(V.6)$$

Avec : J : perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par Mètre de tuyau.

V : vitesse de l'eau dans la section

$g$  : accélération de la pesanteur ( $g = 9.81 \text{ m/s}^2$ )

$\lambda$ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLEBROOK.

D'où : 
$$\lambda = f \left( \text{Re}, \frac{\epsilon}{D} \right) \dots\dots\dots (V.7)$$

Avec :  $\text{Re}$  : nombre de Reynolds.

On a :  $\epsilon$  : Rugosité absolue en (m).

On a : 
$$\text{Re} = \frac{4 Q}{\pi \vartheta D} \dots\dots\dots (V.8)$$

Sachons que :  $Q$  : débit véhiculé en (m<sup>3</sup>/s).

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

**b- Calcul du coefficient de frottement :**

Le calcul du coefficient de frottement se fait comme suit :

En premier approximation la valeur de  $\lambda$  est déterminée par la formule de NIKURADZE :

$$\lambda = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2} \dots\dots\dots (V.9)$$

Par des itérations successives on calcul la valeur approchées des coefficients de frottement par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -0,86 \ln \left( \frac{\epsilon}{D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right) \dots\dots\dots (V.10)$$

Avec  $\lambda$  : coefficient de perte de charge ;

$D$  : diamètre de conduite ;

$\text{Re}$  : nombre de Reynolds ;

$\epsilon$  : Coefficient de rugosité équivalent de la paroi (pour les tubes en PEHD

$\epsilon = 0.02$ ).

D'où les pertes de charge linéaire sont calculées par la formule suivante :

$$\Delta h_L = \mathbf{J.L} \dots\dots\dots (V.11)$$

Avec  $L$  : longueur de la conduite d'adduction

En mètre (m).

**c- Perte de charge singulière :**

On considère généralement que les pertes de charge singulières sont égales à 15% des pertes de charge linéaire

$$\Delta h_s = 15\% \Delta h_L = 0.15 \Delta h_L \dots \dots \dots (V.12)$$

La perte de charge totale sera donnée comme suite :

$$\Delta H_T = \Delta h_L + \Delta h_s = 1.15 \Delta h_L \dots \dots \dots (V.13)$$

Avec :  $\Delta H_T$  : perte de charge totale (m) ;

$\Delta h_s$  : perte de charge singulière ;

$\Delta h_L$  : perte de charge linéaire.

A la fin on trouve :

$$\Delta H_T = 1.15 J.L \dots \dots \dots (V.14)$$

L : longueur de la conduite (m).

**c- La hauteur manométrique :**

La hauteur manométrique représente la somme de la hauteur géométrique (Hg), et les pertes de charge totale pour les deux forages :

$$HMT = H_g + \Delta H_T \dots \dots \dots (V.15)$$

➤ **Pour le F1 vers BR 1 (réservoir Dar-El-Beida) :**

€ : Rugosité en (m) pour PEHD on prend € = 0.02mm

D int (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre (mm)	Vitesse (m/s)	N br Re	$\lambda$	J (m/m)	Longue ur (m)	$\Delta h_L$ (m)	$\Delta H_T$ (m)
163.6	18.2	200	1.99	326870. 8	0.115	0.142	475	67.45	<b>77.57</b>
204.6	22.7	250	1.27	261368. 8	0.012	4.82 $10^{-3}$	475	2.2895	<b>2.64</b>
257.8	28.6	315	0.81	207432. 3	0.0116	1.50 $10^{-3}$	475	0.7125	<b>0.82</b>
327.6	36.3	400	0.49	163235. 8	0.0109	1.09 $10^{-3}$	475	0.518	<b>0.59</b>

Tableau. V.5 : les résultats des calculs pour le tronçon F1-BR1.

➤ Pour HMT :

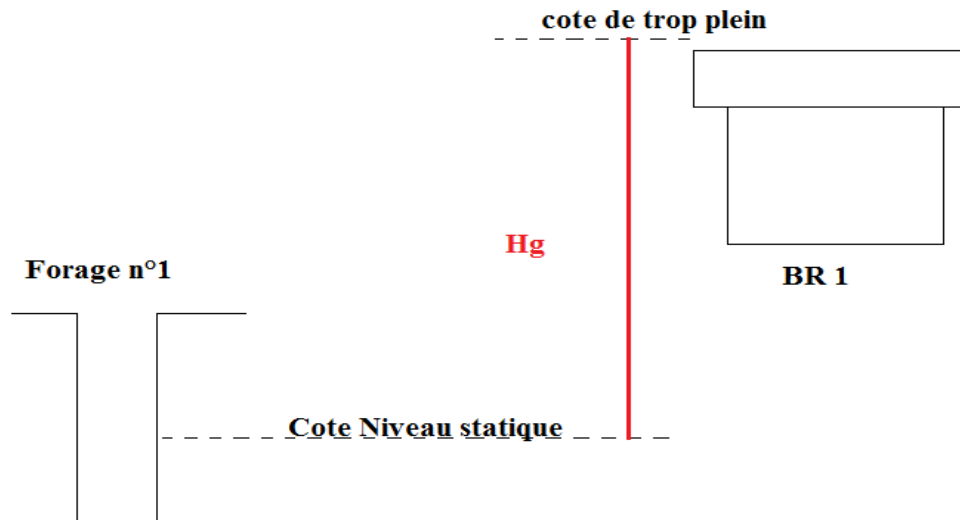


Figure. V.4 : Hauteur géométrique entre le forage et BR1.

$$HMT = H_g + \Delta H_T \dots\dots\dots(V.16)$$

D int (mm)	Epaisseur (mm)	D ext (mm)	Vitesse (m/s)	$\Delta H_T$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
163.6	18.2	200	1.99	77.57	128	205.57
204.6	22.7	250	1.27	2.64	128	130.64
257.8	28.6	315	0.81	0.82	128	128.82
327.6	36.3	400	0.49	0.59	128	128.59

Tableau. V.6 : HMT pour les deux diamètres a utilisé pour le tronçon F1-BR1.

➤ **Puissance absorbée par la pompe**

C'est la puissance fournie à la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{g \cdot Q \cdot HMT}{\eta} \text{ (Kwatt)} \dots\dots\dots(V.17)$$

$\eta$ : rendement de la pompe en (%) ( $n=82\%$ )

Q: débit refoulé par la pompe en (m<sup>3</sup>/s)

g: pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>)

D ext (mm)	HMT	P (Kwatt)
200	205.57	103.29
250	130.64	65.64
315	128.82	64.72

400	128.59	<b>64.61</b>
-----	--------	--------------

Tableau. V.7 : Puissance absorbée par la pompe pour les deux diamètres à utilisé pour le tronçon F1-BR1.

➤ **Energie consommée par la pompe :**

$$E = P * t * 365 \quad [\text{Kwh}] \dots\dots\dots(\text{V.18})$$

t: le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t = 16h

P: puissance de la pompe en (kW)

D ext (mm)	P (KW)	E (Kwh)
200	103.29	<b>603213.6</b>
250	65.64	<b>383337.6</b>
315	64.72	<b>377964.8</b>
400	64.61	<b>377322.4</b>

Tableau. V.8 : Energie consommé par la pompe pour les diamètres à utilisé pour le tronçon F1-BR1.

➤ **Frais d'exploitation**

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E * e \quad [\text{DA}] \dots\dots\dots(\text{V.19})$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw h donnée par la SONELGAZ

D ext (mm)	E (Kwh)	E (DA/kwh)	Fex (DA)
200	<b>603213.6</b>	4.67	<b>2817007.51</b>
250	<b>383337.6</b>	4.67	<b>1790186.6</b>
315	<b>377964.8</b>	4.67	<b>1765095.6</b>
400	<b>377322.4</b>	4.67	<b>1762095.6</b>

Tableau. V.9 : le frais d’exploitation pour les diamètres à utilisé pour le tronçon F1-BR1.

D ext (mm)	Fam (DA)	Fex (DA)	<b>Bilan (DA)</b>
<b>200</b>	<b>1554732</b>	<b>2817007,51</b>	<b>4371739,51</b>
<b>250</b>	<b>2339289,5</b>	<b>1790186,6</b>	<b>4129476,1</b>

315	4232250	1765095,6	5997345,6
400	6925500	1762095,6	8687595,6

Tableau. V.10 : Bilan de tronçon F1-BR1.

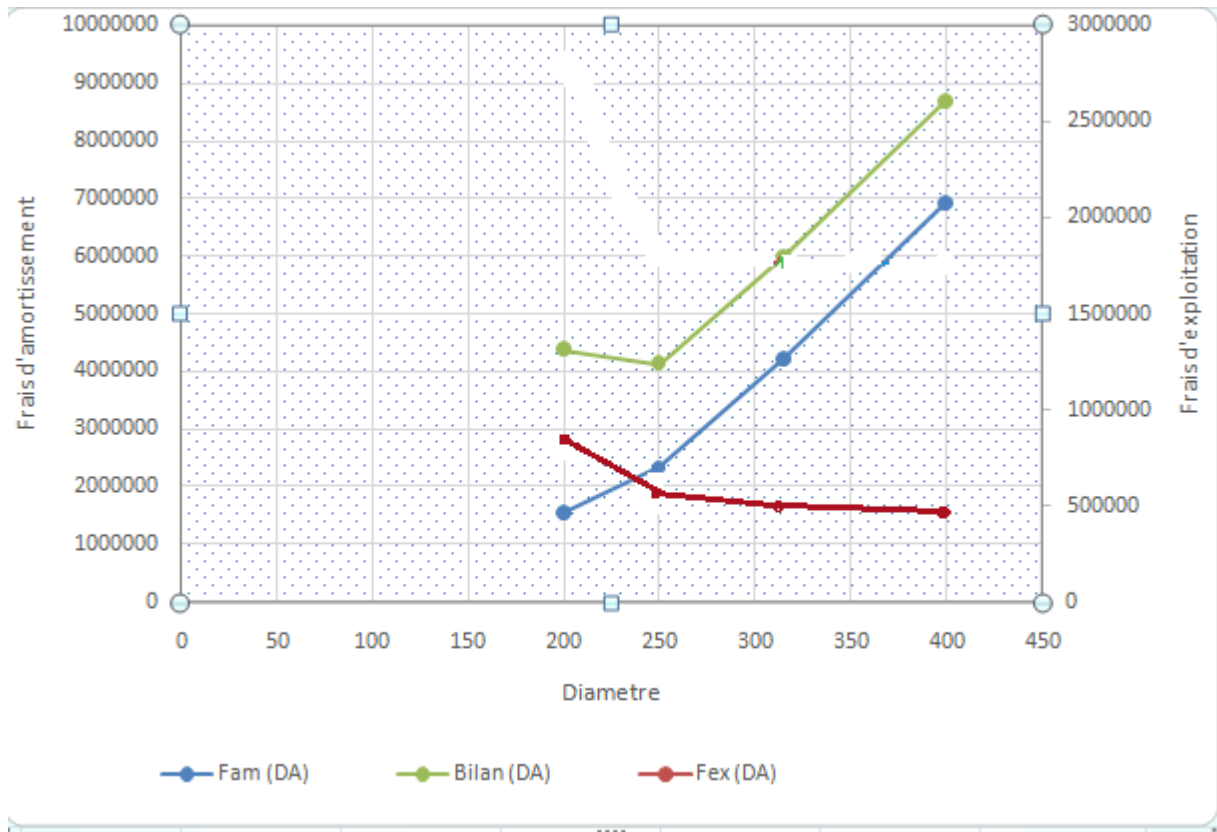


Figure .V.5 : Le bilan des frais pour le tronçon F1-BR1.

En comparant le bilan du tronçon **F1-BR1** on opte pour le diamètre économique  $D= 250\text{mm}$ .

➤ **Pour le F2 vers BR 1 (réservoir Dar-El-Beida) :**

D’après la formule de Bonin le diamètre de la conduite a utilisé c’est de 250 mm.

D’après la formule de Bresse le diamètre de la conduite a utilisé c’est de 315 mm.

-Pour les pertes de charge :

D int (mm)	Epaisseur (mm)	D ext (mm)	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	J (m/m)	Longueur (m)	$\Delta h_L$ (m)	$\Delta H_T$ (m)
163.6	18.2	200	42	1.99	0.115	0.142	750	106.5	<b>122.47</b>
204.6	22.7	250	42	1.27	0.012	$4.82 \cdot 10^{-3}$	750	3.615	<b>4.16</b>
257.8	28.6	315	42	0.81	0.0116	1.5	750	1.13	<b>1.30</b>

						$10^{-3}$			
327.6	36.3	400	42	0.49	0.0109	1.09	750	0.82	<b>0.94</b>
						$10^{-3}$			<b>3</b>

Tableau. V.11 : les résultats des calculs pour le tronçon F2-BR1.

- Pour HMT :

D int (mm)	Epaisseur (mm)	D ext (mm)	Vitesse (m/s)	$\Delta H_T$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
163.6	18.2	200	<b>2.01</b>	<b>122.47</b>	135	<b>257.47</b>
204.6	22.7	250	<b>1.27</b>	<b>4.16</b>	135	<b>139.2</b>
257.8	28.6	315	<b>0.81</b>	<b>1.30</b>	135	<b>136.3</b>
327.6	36.3	400	<b>0.51</b>	<b>0.943</b>	135	<b>135.943</b>

Tableau. V.12 : les résultats des calculs de l'HMT pour le tronçon F2-BR1.

- Pour les puissances consommées par le pompage :

D ext (mm)	Temps de pompage (h)	P (KW)	E (Kwh)
200	20	129.36	<b>18886560</b>
250	20	69.95	<b>503640</b>
315	20	68.49	<b>499977</b>
400	20	68.30	<b>498590</b>

Tableau. V.13 : les résultats des calculs des puissances consommées par le pompage pour tronçon F2-BR1.

- Pour les frais :

D ext (mm)	Fam (DA)	Fex (DA)	Bilan (DA)
<b>200</b>	<b>2454840</b>	<b>882002352</b>	<b>884457192</b>
<b>250</b>	<b>3693615</b>	<b>2351998,8</b>	<b>6045613,8</b>
<b>315</b>	<b>6682500</b>	<b>2334892,59</b>	<b>9017392,59</b>

<b>400</b>	<b>10935000</b>	<b>2328415,3</b>	<b>3421915,3</b>
------------	-----------------	------------------	------------------

Tableau. V.14 : les résultats des calculs des Frais pour le tronçon F2-BR1.

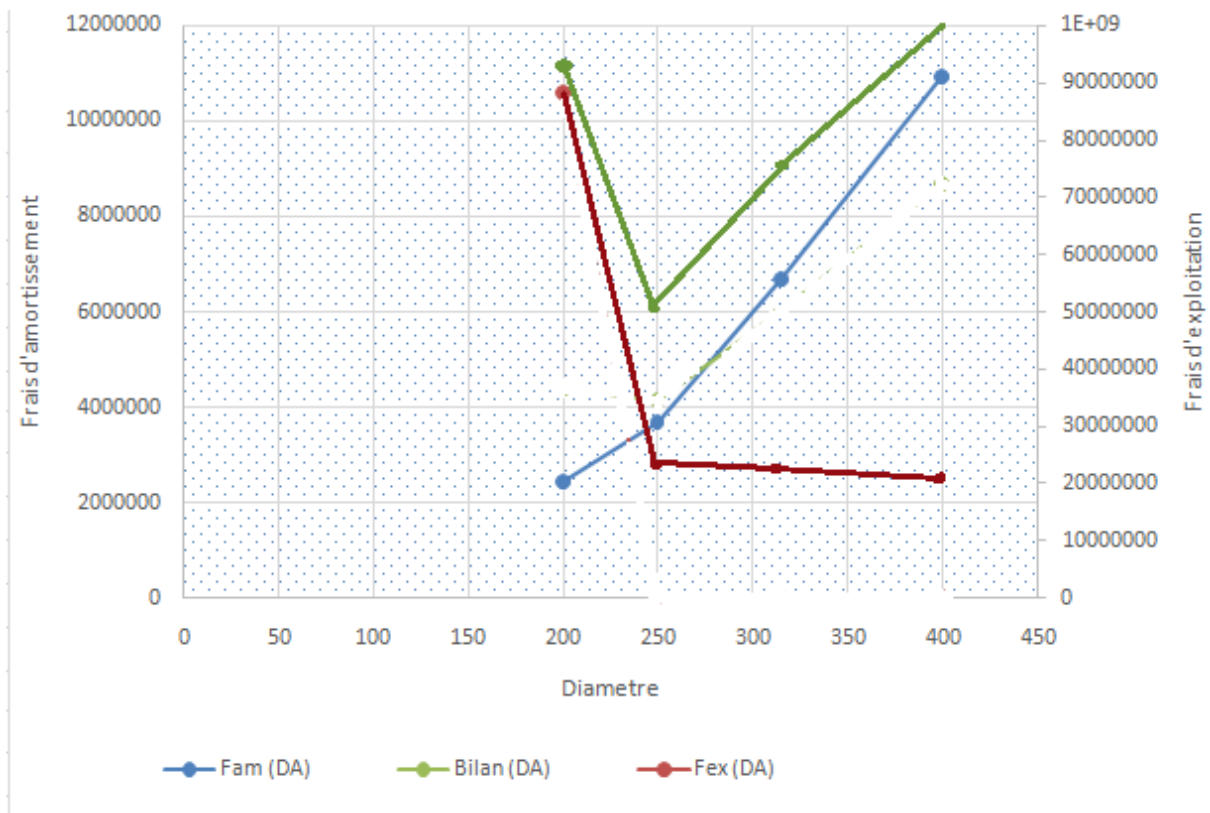


Figure V.6 : Le bilan des frais pour le tronçon F2-BR1.

En comparant le bilan du tronçon **F2-BR1** on opte pour le diamètre économique D= 250mm

**V.5.2- Adduction à partir de la conduite SPET vers la bache de reprise BR1 Dar -el-beida :**

Actuellement le débit moyen journalier affecté à partir du SPET à la Bache de reprise Dar-El-Beida (BR1) est égal à 55 l/s soit 4752 m<sup>3</sup>/j. La bache est alimentée gravitairement à l'aide d'une conduite en PEHD de diamètre 315 mm et de longueur 970m.

On utilise la formule de Bonin car la longueur de la conduite est égale à 1 km :

On opte pour une conduite de 970 m en PEHD, de diamètre 315 mm d'après le marcher et l'épaisseur de la conduite.



Figure. V.7 : Vanne d'arrivée (adduction SPET).

### ***V.5.3- Adduction à partir SR1 vers la bache de reprise BR2 TAZROUT :***

Les eaux de la bache de reprise BR1 sont aspirées par une station de reprise SR-1 composée de 2 groupes et sont refoulées vers la bache BR2 à l'aide d'une conduite en PEHD DN315 (d'après la formule de Bonin) de longueur 2400 m. Le débit total de refoulement est de 64.50 l/s.



Figure. V.8 : Bache de reprise Circulaire, semi enterré 500 m<sup>3</sup>.

<b>Localité</b>	TAZROUT
<b>Capacité (m<sup>3</sup>)</b>	500
<b>Forme géométrique</b>	Circulaire, semi enterré
<b>Nature de l'ouvrage</b>	En béton armé
<b>Cote radier (m)</b>	284.37 m
<b>Cote trop plein (m)</b>	<b>288.37 m</b>
<b>L'accès extérieur</b>	Facile
<b>La clôture</b>	Etat moyen
<b>Portail d'accès</b>	Etat moyen
<b>L'accès intérieur</b>	Facile
<b>Eclairage</b>	Sans éclairage

Tableau. V.15 : Caractéristiques de réservoir Tazrout.

D'après la formule de Bonin le diamètre de la conduite a utilisé c'est de 315 mm.

D'après la formule de Bresse le diamètre de la conduite a utilisé c'est de 500 mm.

- Pour les pertes de charge :

D int (mm)	Epaisseur (mm)	D ext (mm)	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	J (m/m)	Longueur (m)	$\Delta h_L$ (m)	$\Delta H_T$ (m)
257.8	28.6	315	64.5	1.23	0.0116	3.47 $10^{-3}$	2400	8.328	<b>9.58</b>
327.6	36.3	400	64.5	0.76	0.0109	3.32 $10^{-3}$	2400	7.968	<b>9.16</b>

409.2	45.4	500	64.5	0.49	0.0106	3.17 10 <sup>-3</sup>	2400	7.608	<b>8.75</b>
-------	------	-----	------	------	--------	--------------------------	------	-------	-------------

Tableau. V.16 : les résultats des calculs pour le tronçon BR1-BR2.

- Pour HMT :

D int (mm)	Epaisseur (mm)	D ext (mm)	Vitesse (m/s)	$\Delta H_T$ (m)	Hg (m)	HMT (m)
257.87	28.6	315	<b>1.23</b>	<b>9.58</b>	184.37	<b>194</b>
327.6	36.3	400	<b>0.76</b>	<b>9.16</b>	184.37	<b>193.53</b>
409.2	45.5	500	<b>0.49</b>	<b>8.75</b>	184.37	<b>193.12</b>

Tableau. V.17 : les résultats des calculs de l'HMT pour le tronçon BR1-BR2.

- Pour les puissances consommées par le pompage :

D ext (mm)	Temps de pompage (h)	P (KW)	E (Kwh)
315	20	149.7	<b>1092810</b>
400	20	149.3	<b>1089890</b>
500	20	149	<b>1072800</b>

Tableau. V.18 : les résultats des calculs des puissances consommées par le pompage pour le tronçon BR1-BR2.

- Pour les frais :

D ext (mm)	Fam (DA)	Fex (DA)	Bilan (DA)
<b>315</b>	<b>21384000</b>	<b>5103422</b>	<b>26487422</b>
<b>400</b>	<b>34992000</b>	<b>5089786,3</b>	<b>40081786,3</b>
<b>500</b>	<b>53913600</b>	<b>5009976</b>	<b>58923576</b>

Tableau. V.19 : les résultats des calculs des Frais pour le tronçon BR1-BR2.

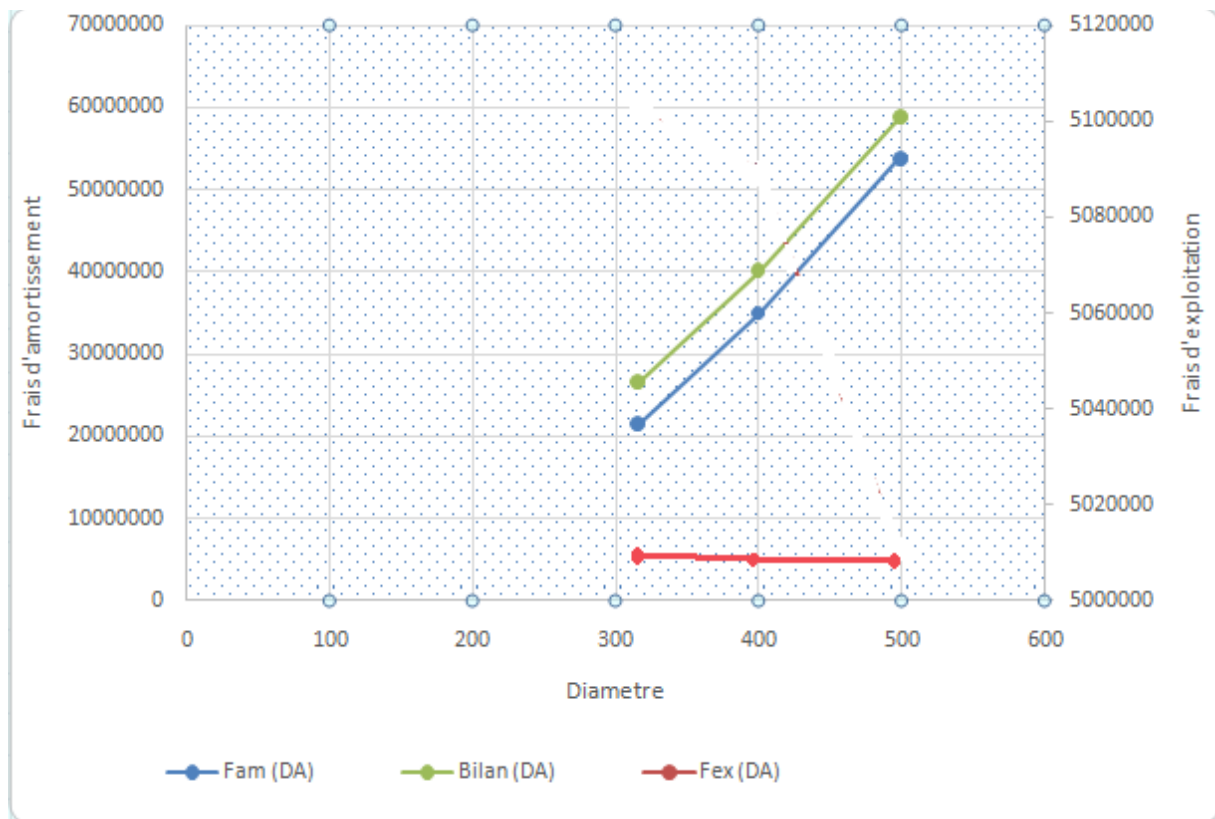


Figure V.9 : Le bilan des frais pour le tronçon BR1-BR2.

En comparant le bilan du tronçon **BR1-BR2** on opte pour le diamètre économique  $D= 315$  mm.

**V.5.4- Adduction à partir SR2 vers le réservoir TAOURGA:**

Les eaux de la bêche de reprise BR2 sont aspirées par une station de reprise SR-2 composée de 3 groupes et sont refoulées vers un réservoir à l'aide d'une conduite en PEHD DN315 (d'après la formule de Bonin) de longueur 4800 m. Le débit total de refoulement est de 70 l/s pour une HMT= 266,38 m.



Figure. V.10 : Réservoir TAOURGA Circulaire, semi enterré  $700m^3$ .

<b>Localité</b>	TAOURGA
<b>Capacité (m<sup>3</sup>)</b>	700
<b>Forme géométrique</b>	Circulaire, semi enterré
<b>Nature de l'ouvrage</b>	En béton armé
<b>Cote radier (m)</b>	523.65m
<b>Cote trop plein (m)</b>	<b>527.65 m</b>
<b>L'accès extérieur</b>	Facile
<b>La clôture</b>	Etat moyen
<b>Portail d'accès</b>	Etat moyen
<b>L'accès intérieur</b>	Facile
<b>Eclairage</b>	Sans éclairage

Tableau. V.20 : Caractéristiques de réservoir Taourga.

Pour le calcul : on retire le diamètre D = 500 mm de point du vue technique et économique.

D int (mm)	Epai (mm)	D ext (mm)	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	$\lambda$	J (m/m)	Longueur (m)	$\Delta h_L$ (m)	$\Delta H_T$ (m)
257.8	28.6	315	70	1.35	0.01 16	4.18 $10^{-3}$	4800	20.064	<b>23.1</b>
327.6	36.3	400	70	0.84	0.01 09	1.19 $10^{-3}$	4800	5.712	<b>6.57</b>

Tableau. V.21 : Les résultats des calculs pour le tronçon BR2 vers Réservoir Taourga.

- Pour les puissances consommées par le pompage :

D ext (mm)	Temps de pompage (h)	P (KW)	E (Kwh)
315	20	223.08	<b>1606248</b>
400	20	209.19	<b>1527087</b>

Tableau. V.22 : Les résultats des calculs des puissances consommées par le pompage pour le tronçon BR2-Réservoir Taourga.

- Pour les frais :

D ext (mm)	Fam (DA)	Fex (DA)	Bilan (DA)
<b>315</b>	<b>42768000</b>	<b>7501178.2</b>	<b>50269172</b>
<b>400</b>	<b>69984000</b>	<b>7131496.29</b>	<b>77115496.29</b>

Tableau. V.23 : Les résultats des calculs des Frais pour le tronçon BR2-Réservoir Taourga.

Pour HMT :

$$HMT = 527.65 - 284.37 + 23.1 = 266.38 \text{ m}$$

Donc : **HMT = 266.38 m.** de la BR2 vers le Réservoir Taourga.

Tronçon	Q (l/s)	Vitesse (m/s)	Hg	HMT	Diamètre	Longueur (m)
F1-BR1	42	1.27	128	130.64	250	450
F2-BR1	42	1.27	135	139.2	250	750
SPET	55	1.05	/	/	315	970
BR1-BR2	64.5	1.23	184	194	315	2400
BR2-RS	70	1.35	243.2	266.4	315	4800

Tableau V.24: Les caractéristiques des conduites d'adduction.

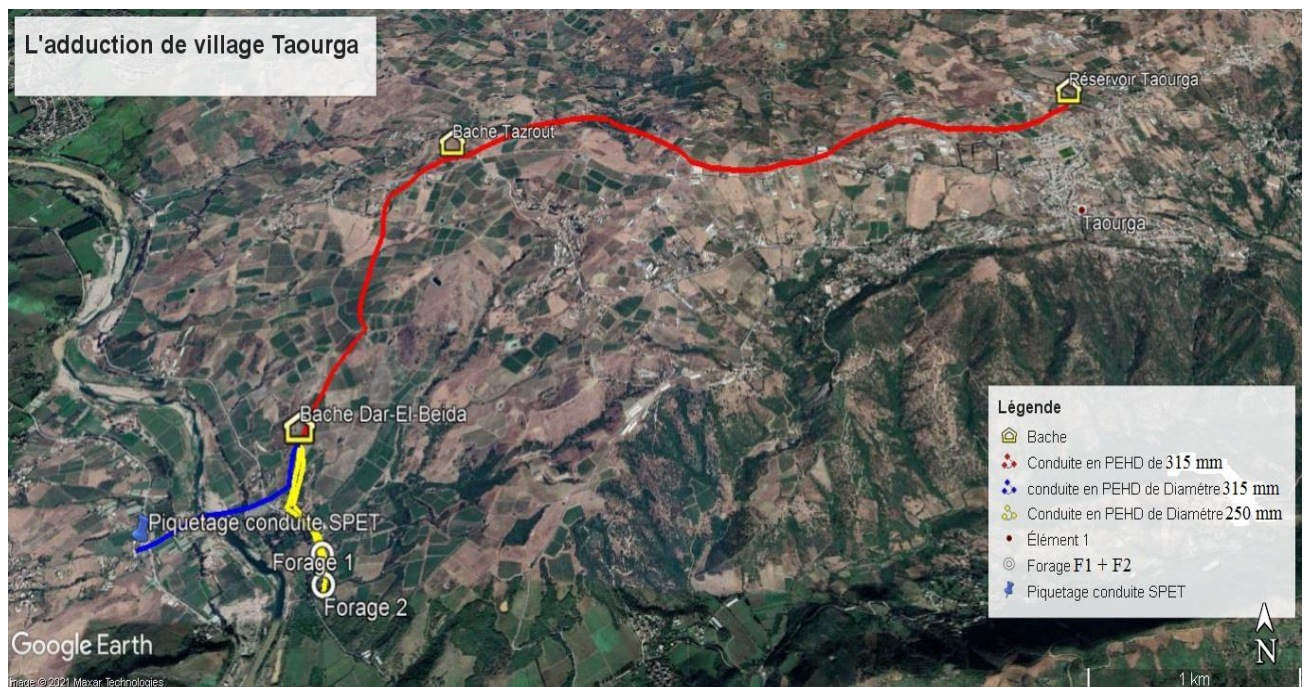


Figure. V.11 : Le réseau d'adduction de la ville de Taourga sur Google earth.

### V.6- Equipements hydrauliques d'Adduction :

C'est l'ensemble des accessoires qu'on utilise dans un réseau hydraulique comme les vannes, clapets, venteuse...etc.

Dans le réseau d'adduction on trouve :

**V.6.1- Vanne de sectionnement :**

La vanne de sectionnement opercule ou plus communément appelée Robinet vanne à passage direct est un produit permettant de contrôler, de modifier ou même de stopper le débit (pour les réparations) d'un certain liquide tel que l'eau potable.



Figure. V.13 : **Vanne de sectionnement.**

**V.6.2- Robinet (Soupape) de décharge :**

La soupape de décharge est un appareil de sécurité capable d'évacuer instantanément un débit important.

Il protège les conduites contre les surpressions dues aux changements brutaux de régimes dans les réseaux (coups de bélier) d'A.E.P et d'irrigation. Par exemple fermeture trop rapide de la vanne ou déplacement brutal de poche d'air dans la conduite.



Figure. V.14 : **Robinet de décharge** ou (soupape de décharge).

### **V.6.3- Venteuse :**

Les purgeurs et ventouses protègent les canalisations des effets néfastes engendrés par l'accumulation d'air dans les points hauts ou les points singuliers des réseaux :

- interruption totale ou partielle du débit par la présence d'une poche d'air dans un point haut du réseau.

Le principe repose sur un flotteur ayant souvent la forme d'une sphère, recouverte de caoutchouc qui vient obturer un petit orifice en communication avec l'extérieur, lorsqu'il n'y a plus d'air. L'inverse étant que l'orifice reste ouvert tant qu'il y a de l'air.

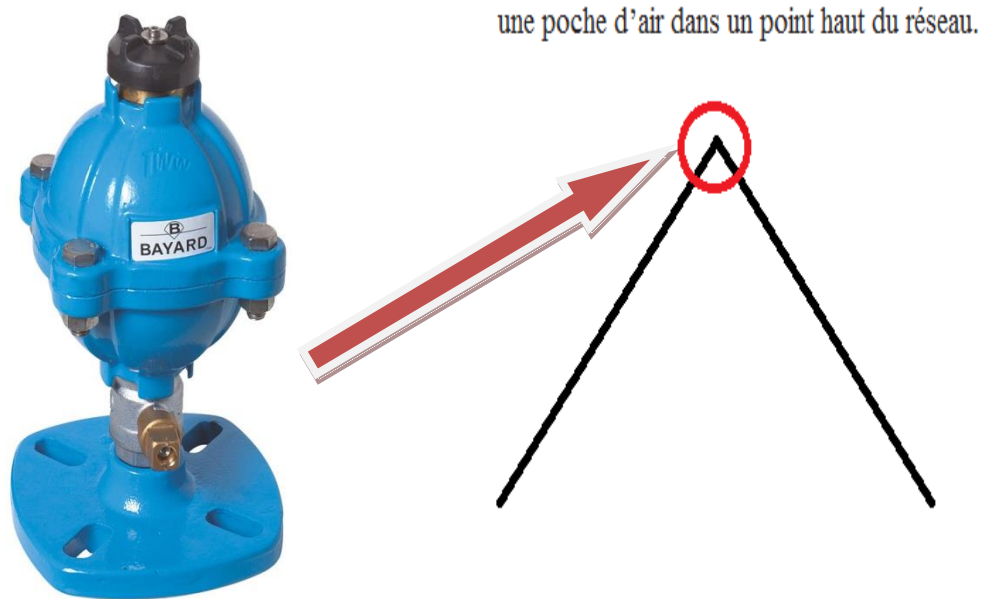


Figure. V.15 : ventouse.

#### V.6.4- Clapet anti-retour :

Comme son nom l'indique un clapet anti-retour est un dispositif installé sur une tuyauterie permettant de contrôler le sens de circulation d'un fluide quelconque. Le fluide (liquide, gaz, air comprimé, etc.) peut donc circuler dans un certain sens, mais son flux est bloqué si ce sens s'inverse.



Figure. V.16 : Clapet anti-retour.

**V.6.5- Crépines :**

Une crépine est cylindre avec un fond portant tous deux des perforations, et une bride folle de raccordement. Elle sert à arrêter les graviers et les corps étrangers qui pourraient endommager les appareils sur réseau. Les crépines sont dimensionnées pour que le passage effectif soit au moins égale à la section de la conduite.



Figure. V.17 : Crépine.

**V.7- Conclusion :**

Dans ce chapitre V une étude technico-économique à été consacré à l'adduction de la Ville Taourga, reliant les forages F1 et F2 de Dar El-Beida au réservoir de l'agglomération de cote 523.63 m en passant par les bâches d'eau BR1 et BR2.

L'étude a permis de calculer et de vérifier l'ensemble des paramètres hydrauliques, ainsi l'aspect économique qui a permis de calculer le coût du projet.

Cette étude a permis de définir les données suivantes :

- Le tronçon gravitaire SPET-BR1 sera doté d'une conduite en PEHD de longueur 970 m, et de diamètre  $D= 315$  mm.
- Les tronçons F1BR1 et F2BR1 de longueur 1200 m avec un diamètre  $D= 250$  mm
- Les tronçons BR1 vers BR2 ensuite vers le réservoir projetée, de longueur 7200 m, avec un diamètre  $D= 315$  mm.

Ce choix du de type de matériau PEHD est due aux avantages qu'il présente, à savoir : la durée de vie, la flexibilité, la haute élasticité, la résistance à l'allongement, résistance à la traction...etc.

**VI.1- Introduction :**

Pour faire simple, il s'agit d'une pièce mécanique permettant de faire circuler un fluide (généralement de l'eau) sous pression. Grâce à un moteur, la pompe transforme l'énergie dite mécanique (couple et vitesse de rotation) en une énergie hydraulique (débit et pression).

Dans l'adduction par refoulement et pour assurer l'élévation des fluides de la cote du départ (captage, station de pompage) vers la cote d'arrivée des eaux (en général un réservoir), il faut fournir à la colonne d'eau une énergie supplémentaire par l'intermédiaire d'une pompe.

**VI.2- Type de pompe :**

Il existe deux catégories de pompes hydrauliques :

**VI.2.1- Pompes volumétriques : [5]**

Sur les pompes volumétriques, la transmission de l'énergie vers le fluide se fait de manière hydrostatique. Lors de la transmission hydrostatique de l'énergie, un organe dé placeur réduit un espace de travail rempli de fluide et achemine le fluide en direction de la conduite. L'organe dé placeur exerce alors une pression sur le fluide. Lorsque l'espace de travail s'agrandit, l'organe est à nouveau rempli de fluide venant de la conduite.

Les pompes volumétriques procurent en général une très forte pression et un faible débit. Ces caractéristiques ne correspondent pas aux besoins l'adduction d'eau.

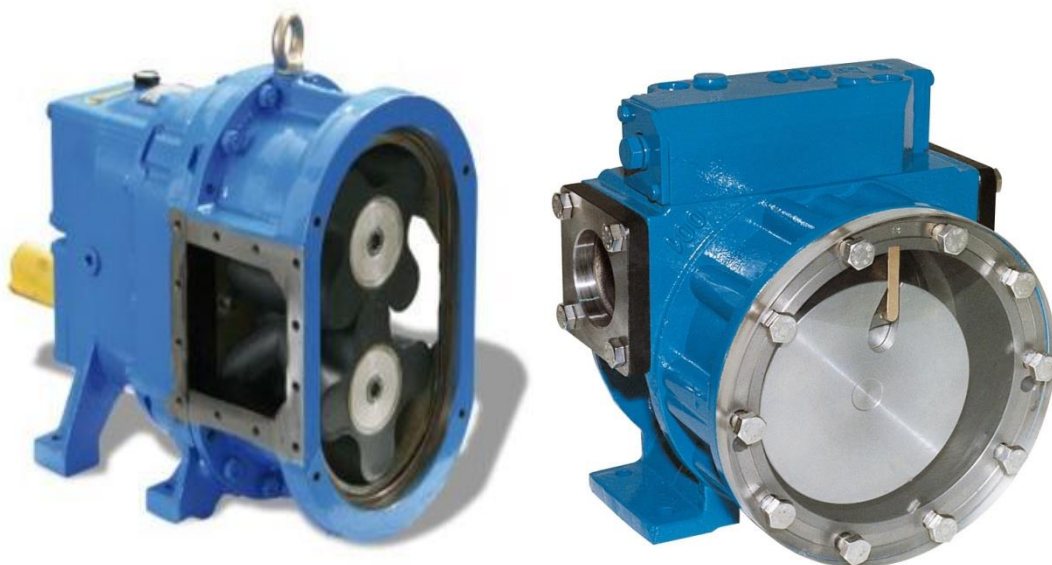


Figure. VI.1 : Exemple de pompe volumétrique.

**VI.2.2- Pompe centrifuge :**

Une pompe centrifuge est une machine rotative qui pompe un liquide en le forçant au travers d'une roue à aube ou d'une hélice appelée impulseur (souvent nommée improprement turbine). C'est le type de pompe industrielle le plus commun (dans le domaine de l'hydraulique, on utilise presque exclusivement des pompes centrifuges). Par l'effet de la rotation de l'impulseur, le fluide pompé est aspiré axialement dans la pompe, puis accéléré radialement, et enfin refoulé tangentiellement.



Figure. VI.2 : Exemple sur pompe centrifuge.

**VI.3- Paramètres hydrauliques des pompes :**

Le fonctionnement d'une pompe est caractérisé par :

- Le débit (Q) ;
- La hauteur créée par la pompe (HMT) ;
- La hauteur d'aspiration (Ha) ;
- La puissance (P) ;
- Le rendement ( $\eta$ ).

**VI.4- Choix de type de pompe :**

Le choix de la pompe est conditionné par divers paramètres, les plus importants sont :

- **Le débit** : le débit que la pompe est appelée à refouler.
- **La hauteur manométrique totale (HMT)** : c'est la hauteur à laquelle la pompe devra parvenir l'eau.
- **Le rendement** : il est préférable que la pompe fonctionne dans la zone de rendement maximal afin d'éviter les pertes d'énergie. Dans le cas de notre projet, on choisira les pompes centrifuges vu les avantages qu'elles présentent. En effet les pompes centrifuges accouplées aux moteurs électriques ont les avantages suivants :
  - Légères ;
  - Peu coûteuses ;
  - Disponibles sur le marché national ;
  - Peu encombrants ;
  - D'un très bon rendement.

**VI.5- Point de fonctionnement d'une installation :**

Le point de fonctionnement d'une installation, c'est le point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe et celle de la conduite.

Ou simplement Le point de fonctionnement d'une pompe indique le débit qu'elle est capable de fournir pour une HMT donnée. La HMT est égale aux pertes de charge du circuit (réseau) sur lequel elle est installée.

**VI.6- la hauteur manométrique totale ou la charge nécessaire pour que l'eau attend la hauteur désiré :**

Si on présente la charge nécessaire en fonction du débit on aura :

$$\text{HMT} = \text{Hg} + \Delta\text{HT} \dots \dots \dots \text{(VI.1)}$$

Avec :

HMT : la hauteur manométrique totale [m].

Hg : la hauteur géométrique [m].

$\Delta HT$  : la perte de charge totale [m].

Or les pertes de charges sont en fonction de la vitesse au carré, donc du débit au carré.

Alors :  $HMT = Hg + \alpha (Q)^2 \dots\dots\dots(VI.2)$

#### ***IV.7- Recherche du point de fonctionnement désiré :***

La détermination de ce point est basée sur des considérations techniques et économiques ; les caractéristiques de la conduite ayant été déterminées, on trace la courbe qui représente les variations des pertes de charges totales en fonctions du débit. Le point de fonctionnement (p) qui représente l'intersection de la courbe caractéristique de la conduite et celle de la pompe ne coïncide pas généralement avec le débit désiré. Pour remédier à ce problème on envisage différentes méthodes :

- Accepter le point de fonctionnement tel qu'il est donné : le débit à relever sera donc supérieur à celui désiré.
- Accepter les caractéristiques de la pompe et vanner sur le refoulement : augmentation de la consommation d'énergie.
- Rogner la roue afin de faire passer les caractéristiques (Q, H) par le point désiré : baisse du rendement de la pompe.
- Concevoir une pompe semblable susceptible de répondre aux besoins c'est-à-dire le débit, la vitesse et la hauteur nécessaire.

#### ***VI.8- Le logiciel Pump Tutor Caprari :***

Caprari PumpTutor(R) est un logiciel de Shareware dans la catégorie Entreprise développé par Caprari PumpTutor(R). Il nous aide à choisir la pompe idéale pour une HMT et un débit donné.

La dernière version de Caprari PumpTutor(R) est actuellement inconnue. Au départ, il a été ajouté à notre base de données sur 16/11/2009.

Dans notre travaille on va utiliser ce logiciel pour choisir les pompes a utilisé dans les stations de pompage :

**VI.8.1- les étapes à suivre pour choisir une pompe avec Caprari :**

- En lancement de logiciel, on choisi de sélectionné la fenêtre « sélection de l’hydraulique » comme nous montre la figure VI.3.



Figure. VI.3 : Premier étape dans le logiciel Caprari.

- Dans la deuxième étape on choisi les pompes immergé pour les puits et les forages, pour les stations de pompage en utilise des pompes monobloc ou multicellulaire, comme nous montre la figure IV.4.

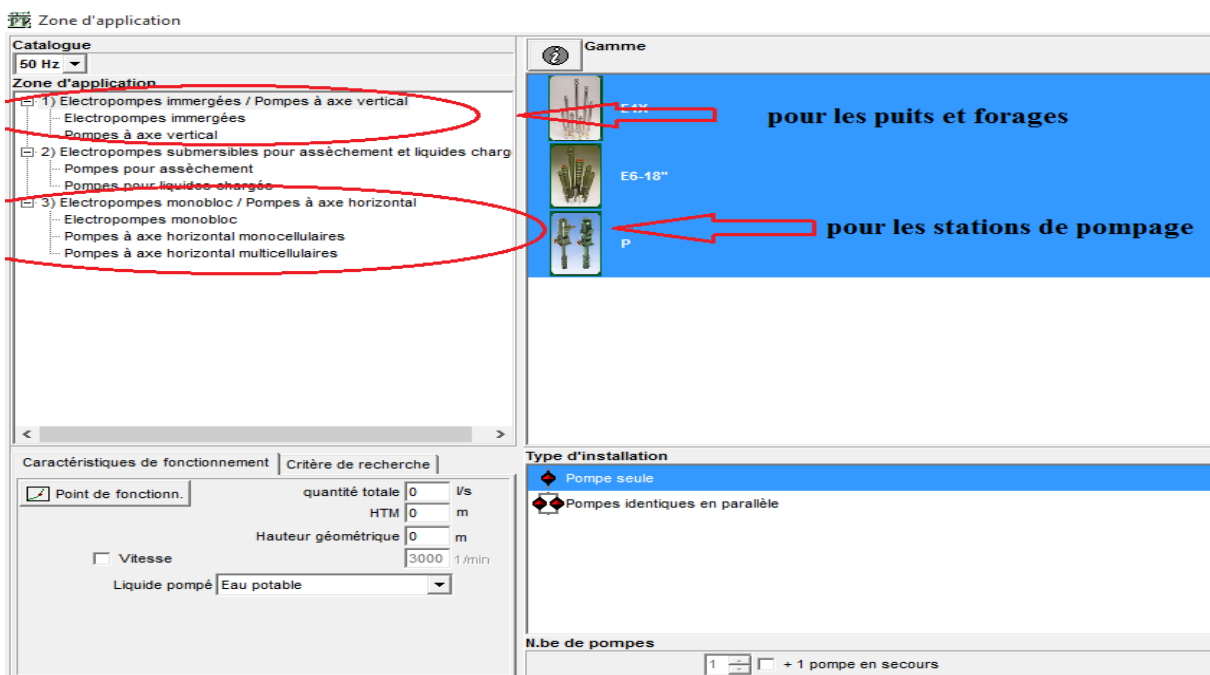


Figure. VI.4 : Deuxième étape choisir une pompe pour les forages ou les statons de pompage.

- Pour la troisième étape on fait rentrer les données (HMT, débit, et la hauteur géométrique), comme montre la figure IV.6.

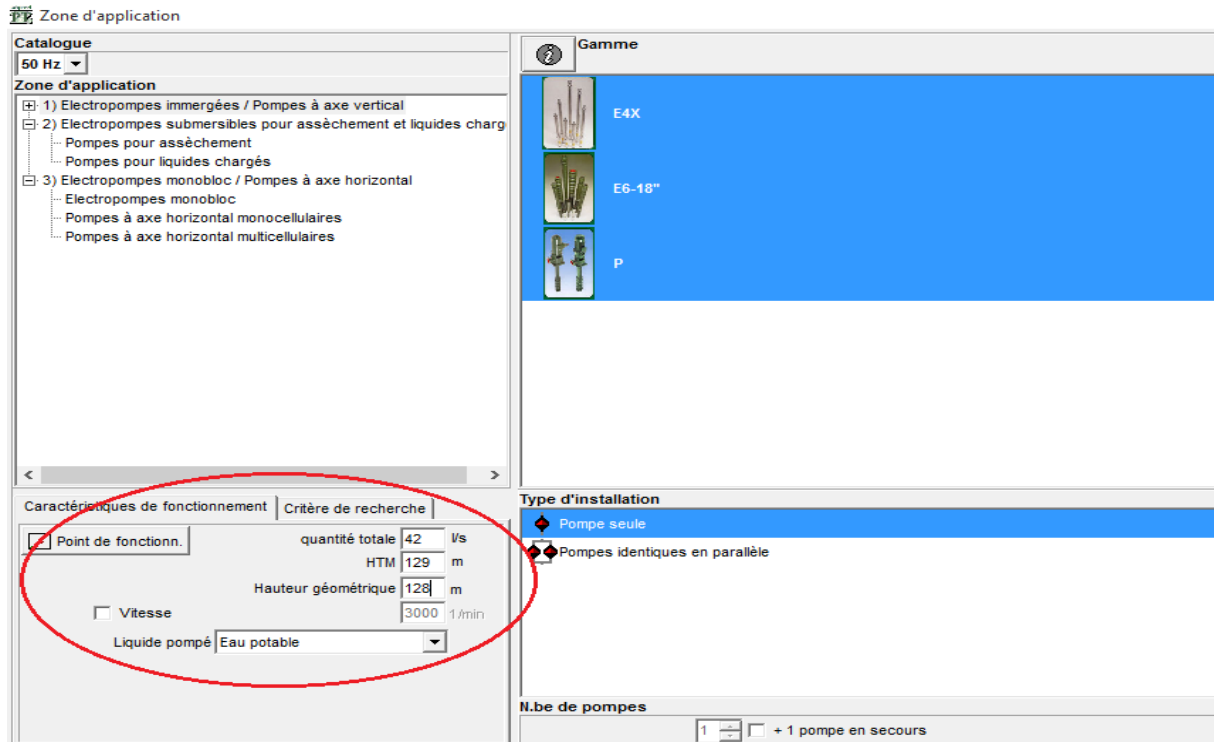


Figure VI.5 : Etapes de saisir des données (les caractéristiques de la pompe).

- On arrive à la dernière étape c'est de choisir une pompe parmi les pompes sélectionnées par le logiciel (le choix se fait après avoir affiché les deux courbes de point de fonctionnement et la courbe d'installation ou courbe de la conduite) comme montre la figure IV.6.

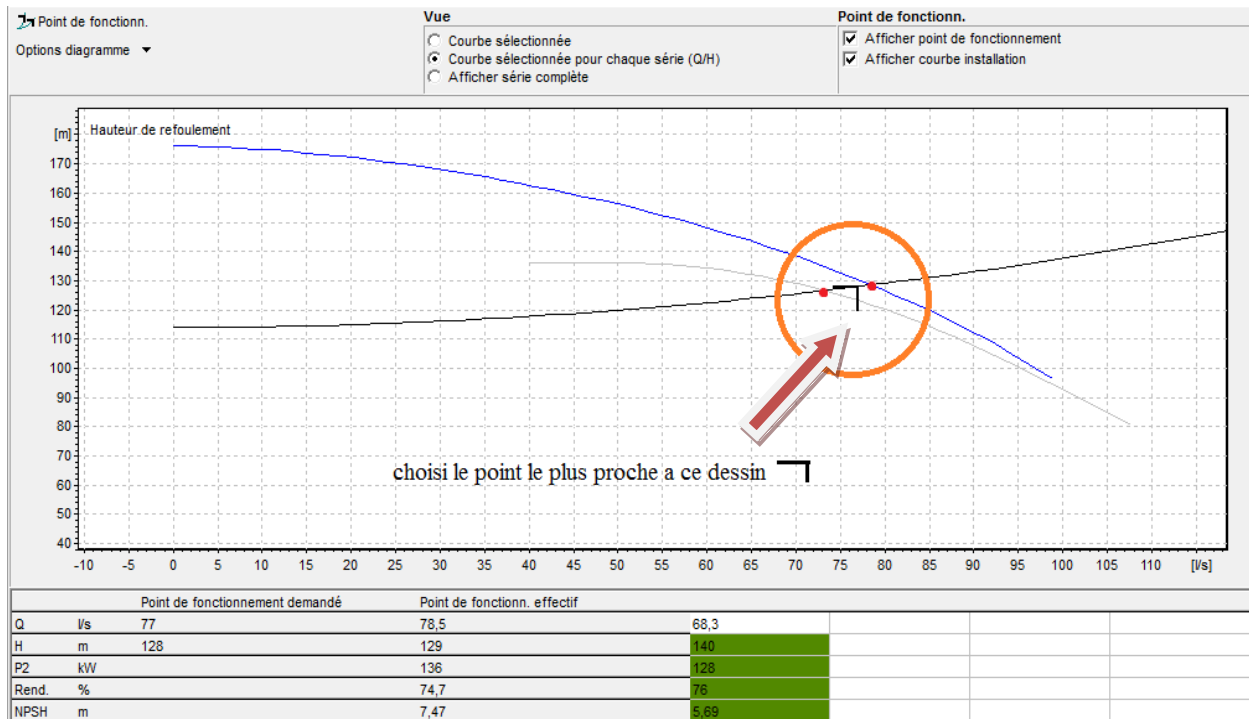


Figure. VI.6 : Les courbes de point de fonctionnement et la courbe d’installation ou de la conduite.

- Dans cet exemple on n’a deux courbes de point de fonctionnement qui correspond à deux pompes qui coupent la courbe de la conduite.
- La pompe est celle qui correspond au point d’intersection entre la courbe de fonctionnement et la courbe de la conduite la plus proche à cette forme de dessin 7 .

**VI.8.2- les pompes utilisées dans l’adduction :**

Pour les deux forages (pompe 1 et 2) ce sont des pompe immergée pour les autre ce sont des monobloc.

	<b>pompe</b>	<b>Q (l/s)</b>	<b>Hg</b>	<b>HMT</b>
<b>Pompe immergée</b>	<b>1</b>	<b>42</b>	<b>128</b>	<b>130.64</b>
	<b>2</b>	<b>42</b>	<b>135</b>	<b>139.2</b>
<b>Pompe monobloc</b>	<b>3</b>	<b>64.5</b>	<b>184</b>	<b>194</b>
	<b>4</b>	<b>70</b>	<b>243.2</b>	<b>266.4</b>

Tableau. VI.1: Les caractéristiques que n’a besoin pour le logiciel Caprari.

Après l'utilisation de logiciel on n'a les types des pompes pour l'adduction dans le tableau suivant :

Type de pompe	marque de pompe	Rendement (%)	NPSH (m)	station	Nombre de pompe
immergée	E12S55/4D + M10125	71.2	5,67	F1	Une seule chacune
	E10S55/5A + M10125	75.9	5,70	F2	
monobloc	PM 150/ 7 B	79.2	2,58	BR1	Deux pompe chacune
	PM 125/ 3 B	76.4	4,7	BR2	

Tableau. VI.2 : **Les types des pompes a installé dans le système d'adduction.**

Dans le forage on utilise une seule pompe, par contre dans la station de pompage on utilise deux pompes ; vous pouvez voir le catalogue des pompe sur (Annex. VI.1).

### ***VI.9- Entretien des stations de pompage :***

L'exploitant devra se soucier du fonctionnement de l'entretien, afin que l'installation travaille sans difficultés et qu'aucun dérangement du fonctionnement n'apparaisse. Si les pompes sont soigneusement contrôlées et entretenues, on minimise les frais de fonctionnement.

#### ***VI.9.1- Mise en marche :***

- 1) Démarrer la vanne de refoulement fermé,
- 2) Amorcer la pompe pour cette installation qui est en charge, ouvrir complètement la vanne d'aspiration,
- 3) Mettre en marche le moteur électrique, dès que le moteur atteint son régime, ouvrir le robinet de vanne de refoulement progressivement en surveillant le manomètre tout en fixant le débit demander.

**VI.9.2. Précaution à prendre au cours de services :**

- 1) Vérifier la température des paliers.
- 2) Vérifier le niveau d'huile dans le carter.
- 3) Vérifier le débit de fuite.

**VI.9.3- Arrêts des pompes :**

- 1) Fermer la vanne de refoulement progressivement avant l'arrêt.
- 2) Arrêter le moteur suivant les instructions données par l'électricien.

**VI.10- Conclusion :**

Conformément à L'étude faite dans ce chapitre, on a approprié pour des pompes centrifuges pour hautes pressions à axe horizontal pour la station de pompage et des pompes immergées pour les forages.

Les stations de pompage seront équipées de pompe de type ...PM 150/ 7 B pour BR1 et PM 125/ 3 B pour BR2, dont les point de fonctionnements (un débit de 64,5 l/s pour un HMT = 194 m et un débit = 70 l/s pour 267 m) et une autre de même type de secours.

Pour chaque forage on utilise deux pompes immergées de type E12S55/4D + M10125 pour F1 et E10S55/5A + M10125 pour F2.

Ces pompes seront actionnées par des électromoteurs de même marque afin d'assurer le bon fonctionnement de l'équipement.

**VII.1- Introduction :**

Les changements du régime d'écoulement d'un fluide contenu à l'intérieur d'une conduite entraînent souvent de brusques variations de pression. Ces écarts seront plus importants si le fluide est un liquide et si la modification du débit a été brutale. Par rapport au régime permanent, les pressions peuvent atteindre des valeurs excessives.

On appelle coups de bélier les variations de pression provoquées par une prompt modification du régime d'un liquide s'écoulant à l'intérieur d'une canalisation.

Donc elle est important de protéger les équipements contre les conséquences néfastes de se phénomène, cela par des appareils qui auront pour rôle l'atténuation et la limitation des variations brusques de pression (surpression et dépression).

**VII.2- Les cause de coup de bélier :**

Les causes les plus fréquentes de coup de bélier sont les suivantes :

- Arrêt brutal d'un ou plusieurs groupes électro-pompes.
- Démarrages d'un ou plusieurs groupes electro-pompes,
- Fermeture instantanée ou rapide d'une vanne de sectionnement.

**VII.3- Les risques du aux coups de bélier :**

- **Fortes pressions** : Si la somme de la surpression et de la pression initiale dépasse la pression maximale admissible(PMA) de la conduite, il peut y avoir fissuration, des cassures de cette dernière, et dislocation des joints.
- **Pression négatives** : apparait soit à la suite d'une forte pression, soit à suite d'un arrêt brusque de la pompe.si la pression devient inferieur à 10 m.c.e entraines une implosion de la conduite, cavitation, l'aspiration des joints, décollement de l'enduit interne de protection.
- **Fatigue de la conduite** : l'alternance des surpressions et des dépressions provoque la fatigue de la conduite.

#### ***VII.4- A quoi sert un bélier hydraulique :***

Le bélier hydraulique est un système d'élévation d'eau dont le fonctionnement dépend uniquement de la force motrice de l'eau, sans aucune autre intervention extérieure. Concrètement cela permet de pomper l'eau d'une source (rivière, lac, ruisseau) et de l'utiliser plus haut pour irriguer des cultures, abreuver des bêtes ou pour toute autre utilisation domestique.

Le bélier hydraulique présente plusieurs avantages :

- Il est relativement peu coûteux
- Il fonctionne de façon entièrement automatique, sans électricité, sur une longue durée, certains béliers fonctionnant depuis plusieurs dizaines d'années
- Il ne nécessite aucun graissage, aucun entretien autre que les soins de propreté
- Les réparations sont peu fréquentes, nécessitées seulement par l'usure inévitable des pièces mobiles
- Il est déclinable en pratiquement toutes les tailles pour s'adapter aux débits et aux hauteurs voulues

#### ***VII.5- Analyse physique du phénomène du coup de bélier :***

Prenons le cas d'une pompe, refoulant un débit donné dans une conduite de longueur  $L$ , qui se trouve brusquement arrêtée. Quatre phases peuvent alors être envisagées:

- **1re phase :** Par suite de son inertie, la colonne d'eau va poursuivre son chemin ascendant, mais, n'étant plus alimentée, il va en résulter une **dépression** (l'eau se déprime). Chaque tranche de la conduite se contracte successivement par diminution élastique du diamètre. Une onde de dépression prend alors naissance au départ de la pompe -et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse  $c$ . Pour atteindre le réservoir, l'onde met un temps égal à " $L/c$ " au bout duquel la **conduite est en dépression** sur toute sa longueur et l'eau est immobile.
- **2e phase :** Par suite de son élasticité, la conduite reprend son diamètre initial et cela de proche en proche en partant du réservoir. L'eau revient alors dans la conduite et, au bout d'un nouveau temps  $L/c$  (soit  $2L/c$  à partir du début du phénomène), toute l'eau est descendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe.

- **3e phase** : A cause de cet arrêt, l'eau en contact avec le clapet se trouve comprimée, entraînant une dilatation de la conduite. Les tranches d'eau vont subir le même sort, et l'onde de pression gagne toute la canalisation, jusqu'au réservoir, de proche en proche. Au bout d'un nouveau temps  $L/c$  (soit  $3L/c$  à partir du début du phénomène) toute la **conduite sera dilatée** avec une eau sur-pressée et immobile.
- **4e phase** : Grâce à l'élasticité de la conduite, agissant comme un ressort, celle-ci reprend son diamètre initial, de proche en proche en partant du réservoir. Au bout d'un nouveau temps  $L/c$  (soit  $4L/c$  à partir du début du phénomène) nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc de "  $T = 4L/c$  ". Le phénomène est amorti par les pertes de charge résultant du frottement de l'eau dans la conduite.

Dans le cas d'un arrêt brusque d'une pompe, le phénomène du coup de bélier est donc caractérisé, tout d'abord, par une **dépression**, puis par une **surpression**.

L'analyse du phénomène, dans le cas d'une **fermeture rapide d'une vanne** située à l'extrémité d'une conduite d'adduction en provenance d'un réservoir est exactement le même sauf qu'il commence par une **surpression** puis une **dépression** (phases 3e, 4e ensuite 1re et 2e).

### ***VII.6- Le calcul du coup de bélier :***

Les hypothèses dans le calcul de coup de bélier :

- 1) Les paramètres de la conduite (diamètre, épaisseur) sont constants.
- 2) Le niveau de l'eau dans le réservoir est invariable.
- 3) La conduite d'arrivée vers le bas dans le réservoir.
- 4) L'eau supposée compressible mono phasique.

La valeur de coup de bélier est de déterminer la vitesse de propagation de l'onde de surpression (dépression) ou la célérité «  $c$  », selon **la formule de SALAH.B** :

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \dots\dots\dots(VII-1)$$

Avec : **C**: célérité d'onde en (m/s)

**K** : Coefficient d'élasticité de l'eau ; K = 2,07\*10<sup>9</sup> Pascal.

**ρ** : Masse volumique de l'eau ; ρ = 1000 kg / m<sup>3</sup>

**Em** : module de Young du matériau de la conduite ; Em = 2\*10<sup>11</sup> pour l'acier.  
Em = 3\*10<sup>9</sup> pour le PVC, Em = 1.2\*10<sup>9</sup> pour le PEHD.

**Es** : module de Young du sol ; ES = 2\*10<sup>8</sup> Pascal.

**ν<sub>m</sub>** : Coefficient de poisson du matériau. ν<sub>m</sub> = 0, 3 (acier et fonte), ν<sub>m</sub> = 0, 46 (PVC), ν<sub>m</sub> = 0.45 (PEHD).

**ν<sub>s</sub>** : Coefficient de poisson du sol entourant la conduite. ν<sub>s</sub> = 0.33

**e<sub>m</sub>** : Epaisseur de la conduite (m).

**a** : rayon intérieur de la conduite (m).

On passe a la duré de phénomène : c'est-à-dire **le temps nécessaire par l'onde de surpression(ou dépression) pour faire l'aller et le retour sur la totalité du tronçon**, ce temps est calculé selon la formule suivante :

$$T = \frac{2 L}{c} \dots\dots\dots(VII.2)$$

Avec : **L** : longueur de la conduite en mètre.

**T** : durée de l'aller et retour de l'onde en seconde.

**C** : la célérité (m/sec).

Après on fait une comparaison entre la duré de phénomène **T** et le temps de la manœuvre de fermeture de la vanne **t** :

$t < T$  la fermeture est brutale ;

$t > T$  la fermeture est progressive.

- Si la manœuvre de fermeture en situation normale et brutale, le coup de bélier sera plus élevé et son calcul ne dépendra pas du temps de fermeture.
- Si la manœuvre de fermeture normale est progressive, le coup de bélier sera moins élevé et son calcul dépendra effectivement du temps nécessaire à effectuer la manœuvre.

On détermine la valeur de coup de bélier selon les formules suivantes et pour les cas examinés :

- **Formule de JOUKOSWSKI** (manœuvre brutale) :

$$b = \frac{c V_0}{g} \dots\dots\dots(VII.3)$$

- **Formule de MICHAUD –ALLIEVI** (manœuvre lente) :

$$b = \frac{2 L V_0}{t g} \dots\dots\dots(VII.4)$$

Avec :

$V_0$  : La vitesse initiale de l'eau dans la conduite (en régime permanent).

**Remarque** : pour les conduites de refoulement, le temps «t» signifie le temps mis par le groupe électropompe pour s'arrêter.

Par ailleurs, nous constatons que le coup de bélier est :

- Proportionnel à la vitesse de l'eau dans la conduite ;
- Proportionnel à la longueur de la conduite.

Il est donc possible, d'avoir, comme valeur maximale de la pression dans une conduite, exprimé en mètres colonne d'eau, si  $H_0$  est la pression avant l'apparition du coup de bélier :

$$H_{max} = H_0 + \frac{C V_0}{g} \text{ (Cas de la surpression) .....(VII.5)}$$

Est comme valeur minimale :

$$H_{max} = H_0 - \frac{C V_0}{g} \text{ (Cas de dépression).....(VII.6)}$$

Les maximum et minimum ci-dessus ont lieu, soit au droit du robinet de réglage (conduite gravitaire), soit au droit de la pompe (conduite de refoulement).

### VII.7- Les moyens de protection contre le coup de bélier :

Il n'est pas possible de supprimer totalement les effets de coup de bélier ; mais de l'amortir : on utilise ces appareils anti-bélier :

- **Les volants d'inertie** : qui interviennent dans la protection contre les dépressions, elle est déconseillée grâce à leur encombrement.

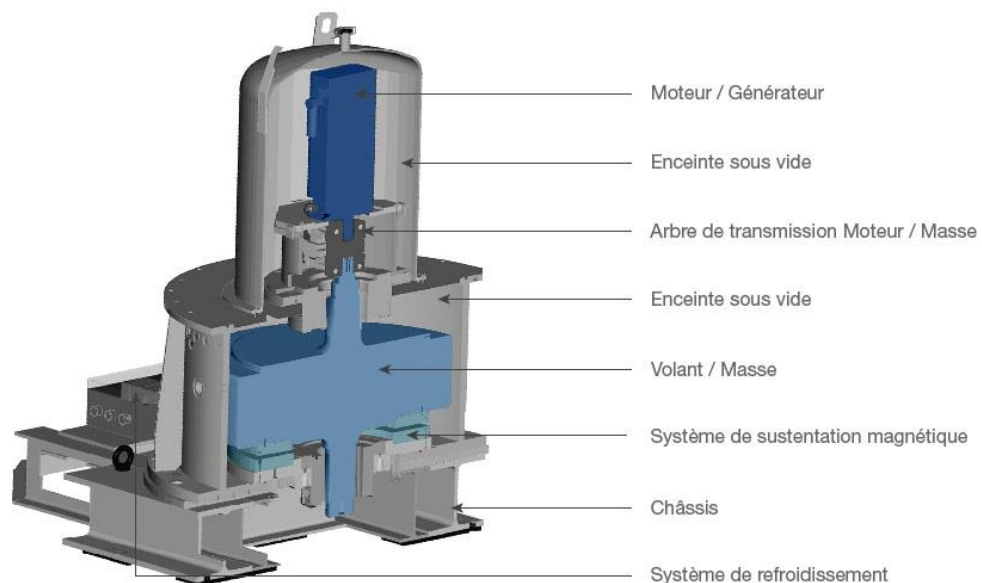


Figure.VII.1 : Le volant d'inertie.

- **Les soupapes de décharge** : qui interviennent dans la protection contre les surpressions, elle est aussi déconseillée, car elle conduit à des pertes d'eaux. (utilisé dans le domaine de l'irrigation).



Figure. VII.2 : Soupape de décharge.

- **Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre** : qui interviennent, à la fois, dans la protection contre les dépressions et les surpressions.



Figure. VII.3 : Réservoirs d'air.

**VII.8- LES RESERVOIRS D'AIR :****VII.8.1- Principe de fonctionnement :**

L'alimentation continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air. et 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 de 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.

**VII.8.2- Méthode de calcul :**

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs de la surpression et de la dépression maximales dans les conduites de refoulement et le volume du réservoir d'air.

Comme méthode de calcul, on distingue la méthode de VIBERT, qui donne des résultats majorants, plus c'est une méthode simplifiée.

VIBERT arrive à une expression relativement simple qui donne le volume  $U_0$  de l'air contenu dans la cloche sous un régime de marche à la vitesse  $V_0$ . En marche normale, les caractéristiques de l'air dans le réservoir d'air sont données par  $Z_0$  et  $U_0$ ,  $Z_0$  étant la pression absolue exprimée en mètres d'eau. C'est à dire pratiquement égale, si l'on néglige la hauteur de l'eau dans le réservoir d'air au dessus de l'axe de la conduite, à la hauteur géométrique de refoulement plus 10m.

➤ **Les étapes à suivre pour déterminer le volume de réservoir d'air :**

1)- Calcul de la célérité on utilise la formule (VII-1) de SALAH.B.

2)- Calcul de la charge absolue en m.c.e pratiquement égale :

$$Z_0 = H_g + 10 \dots \dots \dots (VII.7)$$

$H_g$ : étant la hauteur géométrique (m).

3)- Calcul de la charge maximale absolue (au moment de retour d'onde) :

$$Z_{max} = Z_0 + \frac{C V_0}{g} \dots\dots\dots(VII.8)$$

Et on a :

$$\left. \begin{array}{l} h_0 = \frac{V_0^2}{2g} \Rightarrow \frac{h_0}{Z_0} \\ \frac{Z_{max}}{Z_0} \end{array} \right\} \text{Abaque de VIBERT} \Rightarrow \frac{U_0}{L S} ; \frac{Z_{min}}{Z_0} \dots\dots\dots(VII.9)$$

(Voir annex VII.1)

$$U_0 Z_0 = U_{max} Z_{min} \Rightarrow U_{max} = \frac{U_0 Z_{min}}{Z_0} \dots\dots\dots(VII.10)$$

➤ En tenant compte de la sécurité le volume de réservoir est **Umax+100L**

➤ **Application :**

Les données de base :

Les caractéristiques de l'adduction de refoulement sont représentées dans le tableau suivant :

N° station	matériau	D (mm)	S (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	L (m)	Hg (m)
SR Dar-El-Beida	PEHD	315	0.08	1.23	2400	184
SR Tazrout	PEHD	315	0.08	1.35	4800	243.2

Tableau. VII.1 : Les caractéristiques de l'adduction de Taourga.

➤ **Calcul de la célérité d'onde C :**

Les résultats trouvés pour le calcul de la célérité d'onde C sont regroupés dans le tableau suivant:

N°station	K (Pa) 10 <sup>9</sup>	$\rho$ (kg/ m <sup>3</sup> )	a (m)	$\vartheta_m$	$\vartheta_s$	$E_s$ (Pa) 10 <sup>8</sup>	$E_m$ (Pa) 10 <sup>9</sup>	$e_m$ (m)	C (m/s)
SR Dar- El-Beida	2.07	1000	0.13	0.45	0.33	2	1.2	0.0286	523.2
SR Tazrout	2.07	1000	0.13	0.45	0.33	2	1.2	0.0286	523.2

Tableau. VII.2 : La célérité d'onde C.

➤ **Calcul des capacités des différents réservoirs d'air :**

Les résultats trouvés pour le calcul de volume des réservoirs d'air sont regroupés dans le tableau suivant:

N°station	$Z_0$ (m)	$Z_{max}$ (m)	$Z_{min}$ (m)	$V_0$ (m/s )	$h_0$ (m)	$\frac{h_0}{Z_0}$ 10 <sup>-4</sup>	$\frac{U_0}{L S}$ 10 <sup>-3</sup>	$\frac{Z_{min}}{Z_0}$	$U_0$ (m <sup>3</sup> )	$U_{max+10}$ 0 L	Volume normalisé (L)
SR Dar- El- Beida	194	259. 6	128. 4	1.23	0.0 8	4.12	4.2	0.66	0.81	1327.3	<b>2000</b>
SR Tazout	253. 2	325. 2	181. 2	1.35	0.0 9	3.63	6	0.72	2.31	3308.4	<b>4000</b>

Tableau. VII.3 : Le volume des réservoirs d'air.

**VII.8.3- Installation du réservoir d'air :**

Le réservoir d'air sera installé après le clapet (la pompe), à une distance « L » fonction du temps de fermeture de clapet et la célérité d'onde.

Elle est préférable de être installée à l'extérieur du bâtiment de la station de pompage afin de réduire l'encombrement à l'intérieur de la salle des machines et de gagner sur son génie civil.

***VII.8.4- Raccordement du réservoir d'air avec la conduite de refoulement :***

Le fait de raccorder la cloche à air sur le refoulement sans interposer d'organe de freinage entraînerait une succession d'oscillation qui ne serait pas, ou que très peu amorties.

Il sera donc nécessaire d'utiliser un organe d'étranglement qui amortira rapidement les oscillations et permettra aussi de réduire le volume de la cloche.

Cet étranglement sera constitué :

- Soit par un diaphragme,
- Soit par une tuyère ;
- Soit par un battant à clapet percé.

Dans notre cas on utilise des tuyères, parce qu'elle donne une plus grande perte de charge au retour de l'eau dans le réservoir d'air qu'à l'aller, dans le cas réservoir d'air-conduite.

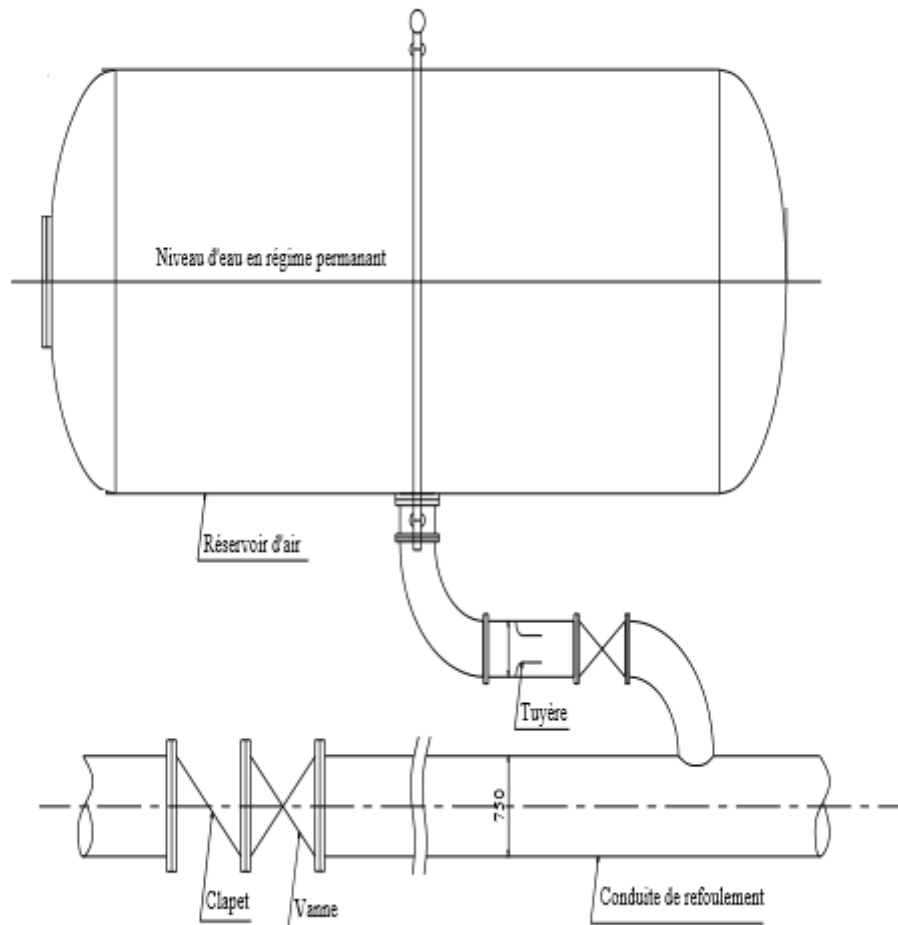


Figure. VII.4 : Schéma d'installation du réservoir d'air.

#### VII.8.5- Les techniques pour prévenir les coups de bélier :

Il faut toujours essayer de limiter cette surpression et dépression provoquée par le coup de bélier, car elles peuvent endommager les canalisations.

Les techniques les plus courantes pour prévenir les coups de bélier sont :

- Limiter la vitesse dans la conduite (la surpression et dépression est proportionnelle à la vitesse)
- Réduire la vitesse de manœuvre à la fermeture des vanne pour éviter le coups de bélier en prenant en compte que les deux premiers tiers de la manœuvre de fermeture sont sans risque alors que le dernier tiers pour obtenir l'obturation complète de la canalisation reste critique.

- Manœuvre progressivement tous les appareils hydrauliques du réseau.
- Installation de ventouses automatiques pour l'évacuation des poches d'air dans la conduite afin de prévenir la cavitation et la dépression.
- Utilisation des conduites avec des caractéristiques de résistance supérieures ou avec des parois plus épaisses.
- Installation de soupapes de décharge anti-bélier pour limiter la surpression dans la conduite.

### ***VII.9- Conclusion :***

Ce chapitre a été consacré au dimensionnement du réservoir d'air afin d'éviter et de limiter les conséquences néfastes, qui peuvent affecter les conduites et la pompe après les suppressions et les dépressions due à l'arrêt brusque de la pompe. Nous avons projeté deux réservoirs d'air à la sortie des deux stations de pompage de volume (pour la première station celle de Dar-El-Beida à un volume de 2000 litres, et pour l'autre de Tazrout, un volume de 4000 Litres).

# Conclusion générale

---

## ***Conclusion générale :***

À travers ce travail, une étude a été faite sur le projet d'alimentation en eau potable de la ville de Taouarga afin de répondre aux besoins de la population. Lors de ce travail une étude a été faite sur la zone de projet, les infrastructures existantes, les ouvrages projetés, ainsi les équipements nécessaires pour transporter l'eau des deux forages de Dar El-Beida vers le réservoir de Taouarga.

Après avoir évalué les données de la région projetée, dont l'étude de la zone, calcul de la population actuelle et à l'horizon 2051, par la suite les besoins en eau totaux, et enfin le débit de pointe sur le quel est basé le dimensionnement des ouvrages projetés. La région d'étude est basée principalement sur les ressources souterraines de deux forages de Dar El-Beida. L'estimation des besoins en eau potable qui devrait être consommée par la population à l'horizon 2051, détermine le débit de pointe  $Q_p = 230.76 \text{ m}^3/h$  sur le quel est basé la suite des calculs.

Le chapitre III a été consacré au dimensionnement du réseau de distribution à l'aide du logiciel EPANET dans lequel on introduit les paramètres des tronçons de conduites (longueurs et diamètres), ainsi les débits et les altitudes de chaque nœud.

Le réseau de distribution de la ville Taouarga de débit de point  $Q_p = 230.76 \text{ m}^3/h$  avec une longueur totale des conduites égale à 17088 m. Les conduites utilisées est en PEHD avec des diamètres varient entre 20 mm et 300 mm et PN 16 bar. La pression minimale est égale 33.63 m et la pression maximale ne dépasse pas 70 m. La vitesse de l'écoulement dans notre réseau de distribution varie entre 0.4 m/s et 1.79 m/s. Les résultats sont acceptables.

La simulation par le logiciel EPANET a donné des valeurs de la pression aux nœuds dans le même ordre de grandeur que celles calculées manuellement par la méthode de Hardy Cross

Le chapitre IV destiné au dimensionnement du réservoir de stockage projeté qui devrait alimenter la ville Taouarga en eau potable pour l'horizon 2051. La capacité de stockage du

## Conclusion générale

---

réservoir est d'ordre de  $500 \text{ m}^3$ , d'une hauteur de 6 m et de diamètre  $D= 10,30 \text{ m}$ . La concrétisation de cette construction doit satisfaire les exigences techniques qui comprennent l'étanchéité de la paroi intérieure afin d'éviter les fuites d'eau, pour que les matériaux constituant le réservoir doivent conserver leurs propriétés après un long contact avec le liquide qu'ils retiennent, ainsi la résistance aux effets climatiques, dynamiques et à la pression d'eau contenue dans le réservoir.

Dans ce chapitre V une l'étude technico-économique à été consacré à l'adduction de la Ville Taouarga, reliant les forages F1 et F2 de Dar El-Beida au réservoir de la ville Taouarga de côte 523,63 men passant par les bâches d'eau BR1 et BR2.

L'étude a permis de calculer et de vérifier l'ensemble des paramètres hydrauliques, ainsi l'aspect économique qui a permis de calculer le cout du projet.

Cette étude a permis de définir les données suivantes :

- Le tronçon gravitaire SPET-BR1 sera doté d'une conduite en PEHD de longueur 970 m, et de diamètre  $D= 315 \text{ mm}$ .
- Les tronçons F1BR1 et F2BR1 de longueur 1200 m avec un diamètre  $D= 250 \text{ mm}$
- Les tronçons BR1 vers BR2 ensuite vers le réservoir projetée, de longueur 7200 l avec un Diamètre  $D= 315 \text{ mm}$

Le chapitre V a fait l'objet d'une étude du choix de pompe qui devrait refouler l'eau à partir des forages F1 et F2 vers BR1( $300\text{m}^3$ ) et vers le réservoir BR2( $500\text{m}^3$ ), ensuite vers le réservoir ( $700\text{m}^3$ ) qui devait alimenter la ville Taouarga. La décision a été prise pour :

- deux pompes centrifuge de type PM 150/ 7 B et PM 125/ 3 B à axe horizontale, multicellulaire, dont le point de fonctionnement (un débit de 64,5 l/s pour un HMT = 194 m), pour la deuxième (débit = 70 l/s pour 267 m) et deux une autre de même type de secours.
- Pour chaque forage on utilise une seule pompe immergée de type E12S55/4D + M10125 et E10S55/5A + M10125. Ces pompes seront actionnées par des

## Conclusion générale

---

électromoteurs de même marque afin d'assurer le bon fonctionnement de l'équipement.

Le chapitre VI a été consacré au calcul du dimensionnement du réservoir d'air afin d'éviter et de limiter les conséquences néfastes, qui peuvent affecter les conduites et la pompe après les suppressions et les dépressions due à l'arrêt brusque de la pompe. Nous avons projeté deux réservoirs d'air à la sortie des deux stations de pompage de volume (2000 Litres pour BR1 et de 4000 litres à BR2).

[1]-H. AYA, Alimentation en eau potable, 2009

<http://www.scribd.com/doc/35885451/Aliment-at-Ion-en-Eau-Potable>.

[2]-cours en ligne hydraulique urbaine

<http://www.scribd.com/doc/40106751/cours-hydraulique-hurbain>.

[3]-cours VRD pour élève ingénieur

<http://www.doc-etudiant.fr/Methodologie/Outils-danalyse/Cours-Cours-vrd-detaille-introduction-37195.html>.

[4]-ANDRE.DUPONT "Hydraulique urbaine", Tome II Eyrolles, paris 1977. p26, 43,54. [3] Prof. Jacques Bonvin « Hydraulique urbaine I » .p65, 93, 101, 124, 237, 338,345,

[5]-A.G.H.T.M « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101. [6] A.G.H.T.M « les canalisations d'eau et de gaz (corrosion, dégradation et prospection) », édition Technique et Documentation, Paris 1987 p.177.

***ANNEXE***

**ANNEXE II.1 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.**

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	<10000	10001 à 50000	50001 à 100000	>100000	Agglomération de type rural
00-01	01	1,5	03	3,35	0,75
01-02	01	1,5	3,2	3,25	0,75
02-03	01	1,5	2,5	3,3	01
03-04	01	1,5	2,6	3,2	01
04-05	02	2,5	3,5	3,25	03
05-06	03	3,5	4,1	3,4	5,5
06-07	05	4,5	4,5	3,85	5,5
07-08	6,5	5,5	4,9	4,45	5,5
08-09	6,5	6,25	4,9	5,2	3,5
09-10	5,5	6,25	4,6	5,05	3,5
10-11	4,5	6,25	4,8	4,85	06
11-12	5,5	6,25	4,7	4,6	8,5
12-13	07	05	4,4	4,6	8,5
13-14	07	05	4,1	4,55	06
14-15	5,5	5,5	4,2	4,75	05
15-16	4,5	06	4,4	4,7	05
16-17	05	06	4,3	4,65	3,5
17-18	6,5	5,5	4,1	4,35	3,5
18-19	6,5	05	4,5	4,4	06
19-20	05	4,5	4,5	4,3	06
20-21	45	04	4,5	4,3	06
21-22	03	03	4,8	3,75	03
22-23	02	02	4,6	3,75	02
23-24	02	1,5	3,3	3,7	01
$\Sigma$	100	100	100	100	100

**ANNEXE II.2 : Les valeurs du coefficient  $\beta$  en fonction des habitants.**

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
$\beta_{min}$	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

Habitant X 10 <sup>3</sup>	<1	15	2,5	4	6	10	20	50
$\beta_{max}$	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15

## ANNEXE V.1 : Prix de ventes des conduites en PEHD.



SNTPE Est - Groupe B N° 02 - El-Hamiz Dar El-Beida Alger

Mobile : 0550 99 11 27

Tél. : 023 85 98 05 - Fax : 023 85 96 61

Site web : www.hydel.dz - E-mail: commercial@hydel.dz

RC : 13 B 0992792 - NIF : 001316099279242 - N°Art. : 162056587105

Hydraulique - Tuyauterie - Assainissement - AEP - Pompes - Traitement des Eaux - Chauffage - Anti-incendie

Ref : T-PEHD-PEN04/21

### LISTING PRIX DE VENTES - TUBES PEHD-EAU

Avril/2021

PN6			PN8		
DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RLX/BARRES	DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RLX/BARRES
63	-	-	63	189,00	100ML
75	-	-	75	259,20	100ML
90	-	-	90	388,80	100ML
110	-	-	110	583,20	100ML
125	-	-	125	734,40	100ML

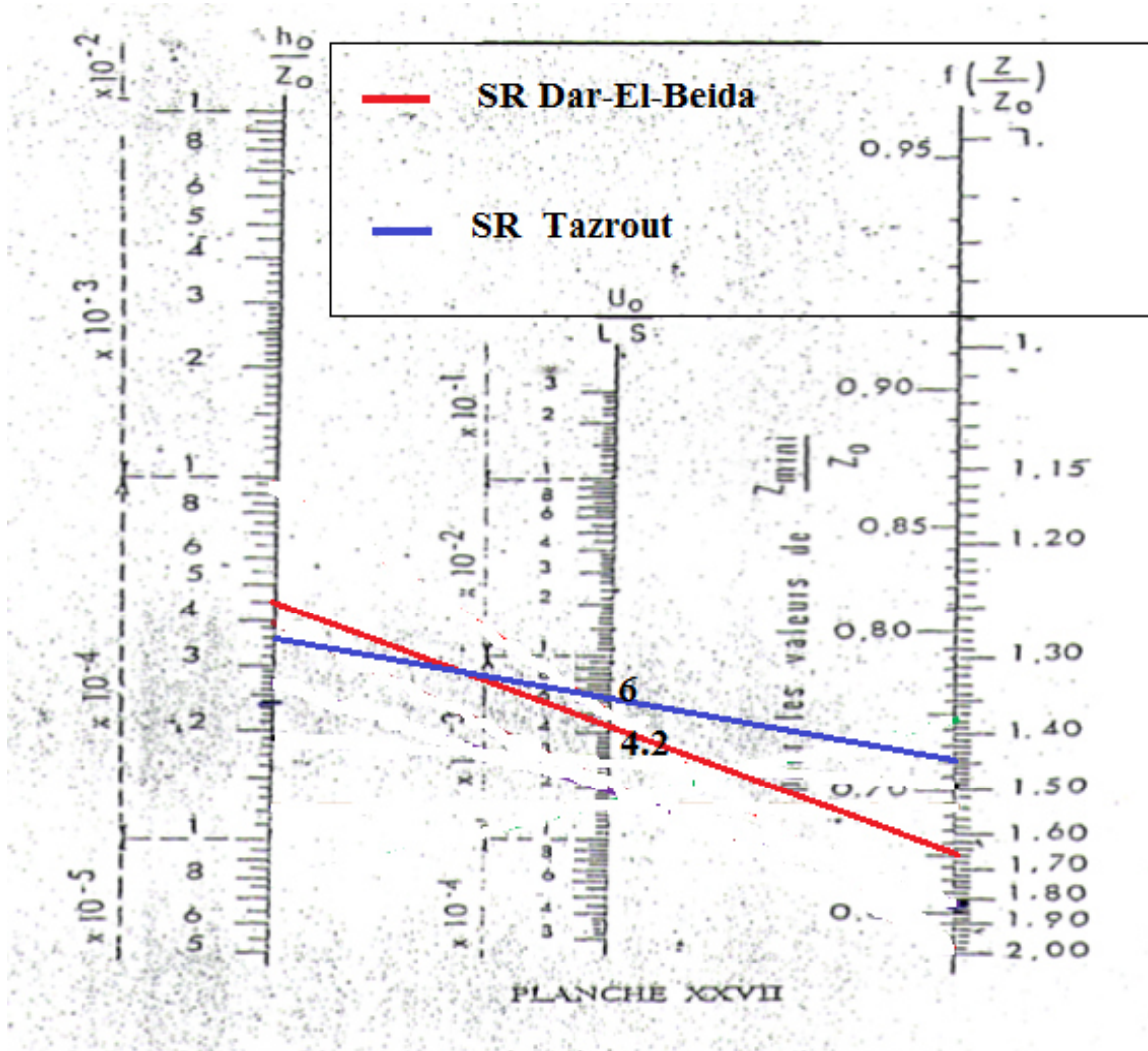
PN10			PN16		
DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RLX/BARRES	DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RLX/BARRES
20	33,34	100ML	20	39,40	100ML
25	45,46	100ML	25	57,27	100ML
32	66,68	100ML	32	88,64	100ML
40	101,71	100ML	40	137,16	100ML
50	145,47	100ML	50	215,16	100ML
63	236,39	100ML	63	330,34	100ML
75	330,34	100ML	75	462,16	100ML
90	467,47	100ML	90	686,75	100ML
110	697,05	100ML	110	1 004,67	100ML
125	909,21	12ML	125	1 307,69	12ML
160	1 482,15	12ML	160	2 078,94	12ML
200	2 219,96	12ML	200	3 273,12	12ML
250	3 485,24	12ML	250	4 924,82	12ML
315	5 940,00	12ML	315	8 910,00	12ML
400	9 504,00	12ML	400	14 580,00	12ML
500	15 336,00	12ML	500	22 464,00	12ML
630	26 460,00	12ML	630	39 420,00	12ML
710	33 480,00	12ML	710	49 680,00	12ML
800	42 120,00	12ML	800	62 100,00	12ML

PN20			PN25		
DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RLX/BARRES	DIM (mm)	PRIX DE VENTE T.T.C	CONDITIONNEMENT RLX/BARRES
20	58,32	100ML	20	64,80	100ML
25	78,84	100ML	25	92,88	100ML
32	120,96	100ML	32	143,64	100ML
40	186,84	100ML	40	221,40	100ML
50	282,96	100ML	50	334,80	100ML
63	448,20	100ML	63	518,40	100ML
75	631,80	100ML	75	723,60	100ML
90	907,20	100ML	90	1 058,40	100ML
110	1 333,80	100ML	110	1 620,00	100ML
125	1 728,00	12ML	125	2 052,00	12ML
160	2 862,00	12ML	160	3 326,40	12ML

ANNEXE VI :  
LES POMPES.

ANNEX VII.1 : Abaque de VEBERT pour le calcul du volume des réservoirs d'air.



## E12S55/4D + M10125

### Caractéristiques requises

Débit	42 l/s
Hauteur de refoulement	131 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

### Caractéristiques de la pompe

Débit	42 l/s
Hauteur de refoulement	131 m
Puissance absorbée	75,4 kW
Rendement	71,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	171 m
Orif. de refoulement	150 mm

### Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	92 kW
Courant nominal	179 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

### Limites opérationnelles

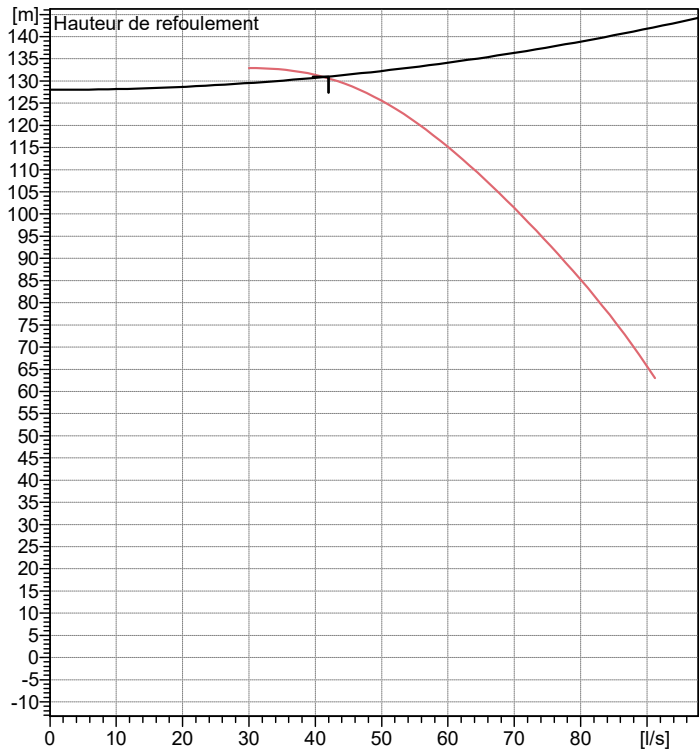
Démarrages / h max.	6
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s

### Caractéristiques générales

Poids	529 kg
-------	--------

### Matériaux

<b>CONSTRUCTION POMPE</b>	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
<b>CONSTRUCTION MOTEUR</b>	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



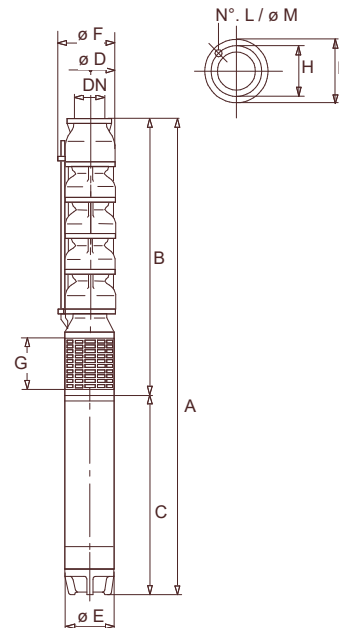
### Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

### Dimensions mm

- A = 2777
- B = 1182
- C = 1595
- D = 240
- DN = 150
- E = 242
- F = 265
- G = 198
- H = 206
- I = 234
- L = 6
- M = 16



Notes:

Date <b>01.09.2021</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

## E10S55/5A + M10125

### Caractéristiques requises

Débit	42 l/s
Hauteur de refoulement	139 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

### Caractéristiques de la pompe

Débit	40,2 l/s
Hauteur de refoulement	139 m
Puissance absorbée	72,6 kW
Rendement	75,9%
Hauteur manométrique H(Q=0)	178 m
Orif. de refoulement	150 mm

### Caractéristiques moteur

Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	92 kW
Courant nominal	179 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

### Limites opérationnelles

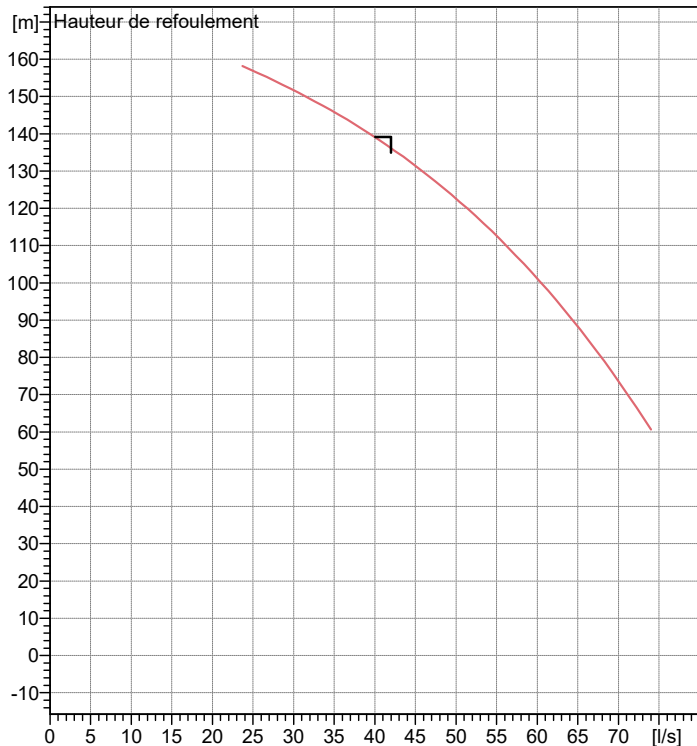
Démarrages / h max.	6
Température maxi. du liquide pompé	
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s

### Caractéristiques générales

Poids	535 kg
-------	--------

### Matériaux

<b>CONSTRUCTION POMPE</b>	
Corps du clapet	Fonte
Clapet	Fonte/Acier inox
Corps d'aspiration	Fonte
Corps d'étagé	Fonte
Arbre	Acier inox
Roue	Fonte
Bague d'usure	Caoutchouc
Crépine	Acier inox
Gouttière protection câbles	Acier inox
Accouplement	Acier inox
<b>CONSTRUCTION MOTEUR</b>	
Support supérieur	Fonte
Support inférieur	Fonte
Chemise stator	Acier inox
Arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Acier-caoutchouc
Para-sable	Caoutchouc
Bobinage	Cuivre isolé
Butée	Type Michell



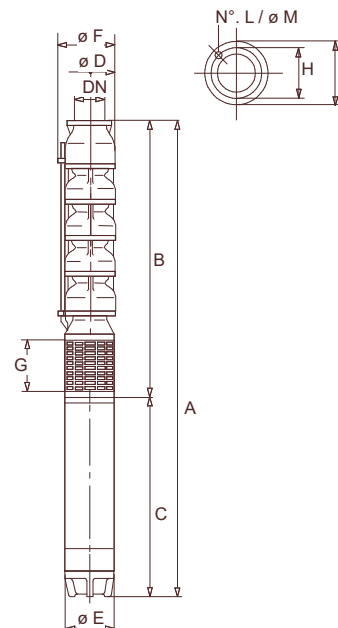
### Caractéristiques de fonctionnement

UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

### Dimensions mm

A = 2935
B = 1340
C = 1595
D = 240
DN = 150
E = 242
F = 251
G = 198
H = 206
I = 234
L = 6
M = 16



Notes:

Date <b>06.11.2021</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

<b>PM 150/ 7 B</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	64,5 l/s
Hauteur de refoulement	194 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1

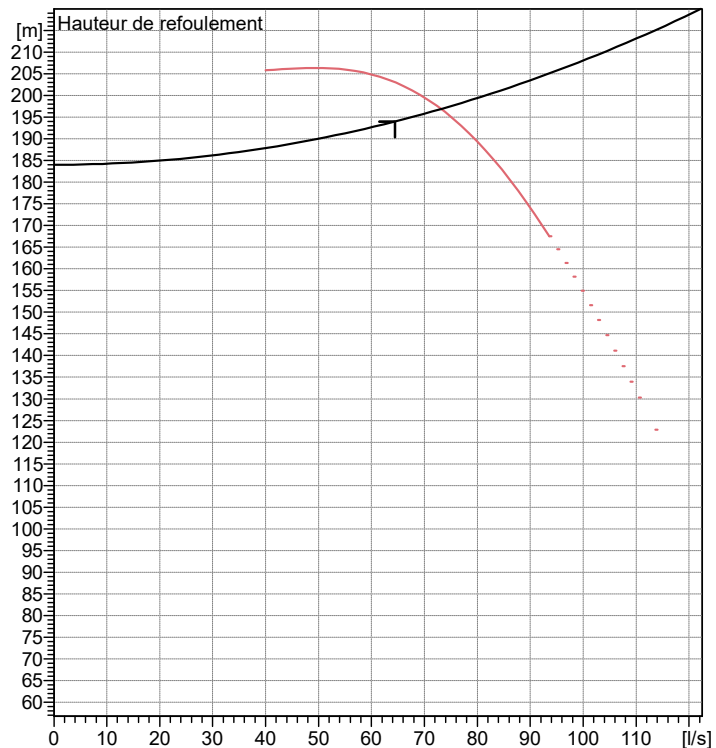
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	73,1 l/s
Hauteur de refoulement	197 m
Puissance absorbée	178 kW
Rendement	79,2%
Hauteur manométrique H(Q=0)	249 m
Orif. de refoulement	150 mm

<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	1450 1/min
Nombre de pôles	4
Puissance nominale P2	200 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55

<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s

<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	2420 kg

<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée

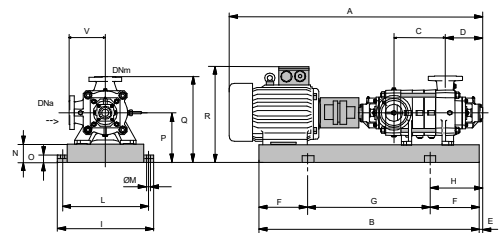


**Caractéristiques de fonctionnement** UNI/ISO 2548/C

Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

**Dimensions mm**

- A = 3192
- B = 2592
- C = 985
- D = 351
- DNa = 200
- DNm = 150
- E = 241
- F = 400
- G = 1792
- H = 641
- I = 870
- L = 820
- M = 20
- N = 160
- O = 42
- P = 475
- Q = 845
- R = 941
- V = 370

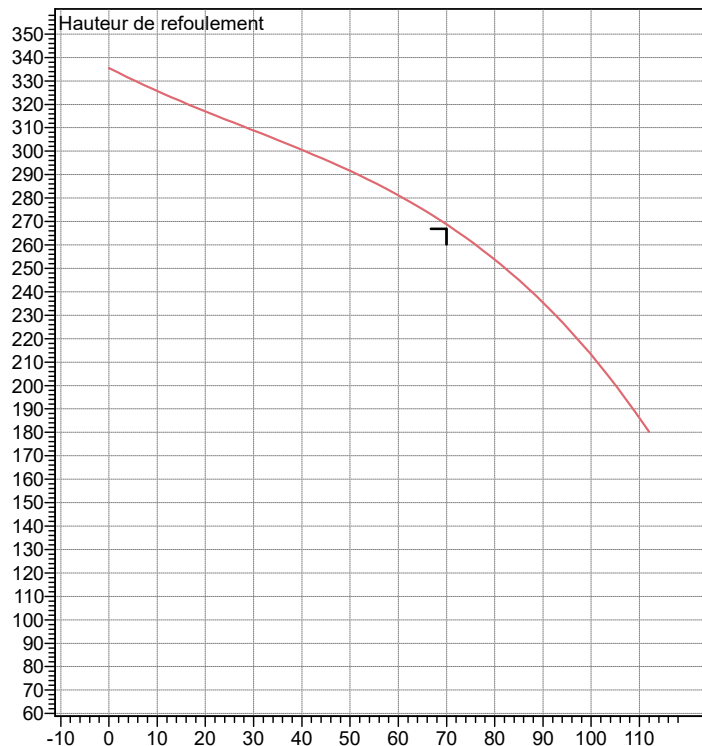


Notes:

Date <b>01.09.2021</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------

<b>PM 125/ 3 B</b>	
<b>Caractéristiques requises</b>	
Débit	70 l/s
Hauteur de refoulement	267 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
<b>Caractéristiques de la pompe</b>	
Débit	70,9 l/s
Hauteur de refoulement	268 m
Puissance absorbée	245 kW
Rendement	76,4%
Hauteur manométrique H(Q=0)	336 m
Orif. de refoulement	125 mm
<b>Caractéristiques moteur</b>	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2950 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	315 kW
Courant nominal	- A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	F
Degré de protection	IP 55
<b>Limites opérationnelles</b>	
Démarrages / h max.	5
Température maxi. du liquide pompé	363 K
Teneur maximum en matières solides	40 g/m <sup>3</sup>
Densité max.	998 kg/m <sup>3</sup>
Viscosité maxi.	1 mm <sup>2</sup> /s
<b>Caractéristiques générales</b>	
Poids	2170 kg

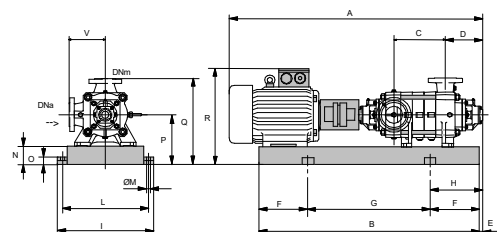
<b>Matériaux</b>	
Corps de pompe	Fonte
Corps d'aspiration	Fonte
Roue	Fonte
Bague d'usure	Fonte
Corps d'étage	Fonte
Chemise	Fonte
Arbre	Acier inox
Douille arbre	Acier inox
Anneau d'étanchéité	Caoutchouc au nitrile
Roulements a billes	Acier
Presse-Etoupe	Fonte
Etoupe	Tresse graphitée



Caractéristiques de fonctionnement				UNI/ISO 2548/C
Q [l/s]	H [m]	P [kW]	Rend. [%]	NPSH [m]

**Dimensions mm**

- A = 2612
- B = 2080
- C = 345
- D = 337
- DNa = 150
- DNm = 125
- E = 181
- F = 350
- G = 1380
- H = 531
- I = 870
- L = 820
- M = 22
- N = 180
- O = 50
- P = 535
- Q = 855
- R = 1080
- V = 320



Notes:

Date <b>01.09.2021</b>	Page <b>1</b>	Offre n°	Pos.N°
---------------------------	------------------	----------	--------