

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'alimentation en eau potable du nouvelle ville (w. El Bayadh) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0009-08

APA Citation (APA توثيق):

Arab, Abdeljabar (2008). Etude d'alimentation en eau potable du nouvelle ville (w. El Bayadh)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Spécialité : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA NOUVELLE
VILLE D'EL BAYADH
(W.EL BAYADH)**

Présenté par :
M^r. ARAB ABDEL DJABAR

Promotrice :
M^{me}: ZENDAGUIN

Devant le JURY composé de :

Président: M^r. F.DERNOUNI
Examineurs: M^r. A.AMMARI
M^{me}. L.CHENINI

08 juillet 2008

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à:

- ❖ Mes très chers parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard.
- ❖ Tous mes frères et sœurs.
- ❖ Tous mes oncles.
- ❖ Mon copain de chambre : **BEL KADI MAAMAR.**
- ❖ Tous mes amis de **I'ENSH** sans exception.
- ❖ Tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ma formation.

ARAB ABDELDJABAR

Remerciements

Je tiens à remercier tout particulièrement **mes parents** pour leur patience et leurs encouragements qui m'ont été très utiles tout le long de mes études sans oublier mes sœurs et mes frères.

Je tiens également à remercier ma promotrice **Mme ZENDAGUI NORIA** de m'avoir orienté et pour ses conseils judicieux, ses riches enseignements et sa constante disponibilité dans le but de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Mes remerciements s'adressent également à tous **les enseignants** qui ont contribué à notre formation, sans oublier tout **le personnel** de l'ENSH.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou loin à l'élaboration de ce travail.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'évaluer mon travail

ملخص:

أطروحتنا لنهاية الدراسة تشمل دراسة المخطط النوعي لشبكة توزيع المياه الصالحة للشرب للمدينة الجديدة بالبيضا. هذه الدراسة تتمثل في حساب أنابيب التزويد و منشأة التخزين و أنابيب النقل من الآبار إلى الخزان من أجل الاستجابة النوعية والكمية لطلبات المتزايدة للسكان المدينة الجديدة بالبيضا تقع في الهضاب العليا تتميز بتضاريس منتظمة مع منحدرات خفيفة و ذات مناخ شبه جاف.

RESUME :

Notre mémoire de fin d'étude consiste à étudier le réseau d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'ELBAYADH, cette étude a pour objet de dimensionner le réseau de distribution, l'ouvrage de stockage et l'adduction afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants de la population.

La nouvelle ville d'ELBAYADH est située sur les hauts plateaux, présente un relief uniforme, et un climat de type semi aride.

ABSTRACT:

The memory of our last studies consist to study the system to feed out of drinking water of EL BAYADH new town, this study is for object to dimensioning of the network distribution, nonfiction of stocking and the adduction in order to answer qualitatively and Quantitatively to the growing needs of the population

The new town of EL BAYADH situate on the top plateau represented a uniform relief, the climate is similarity arid.

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau N° I.1** : Températures moyenne, maximale et minimale mensuelles exprimées en 0C..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N° I.2** : La répartition moyenne mensuelle de la vitesse du vent..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N° I.3** : La répartition moyenne mensuelle des précipitations **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N° I.4** : Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation .. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N° I.5** : Les caractéristiques des forages. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N° I.6** : la valeur de PH et quelles que concentration des éléments .. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N°II.1** : Détermination des besoins domestiques.. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N°II.2** : Détermination des besoins en eau sanitaires. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N°II.3** : Détermination des besoins scolaires..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N°II.4** : Détermination des besoins commerciaux. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N°II.5** : Détermination des besoins socioculturels et sportifs . **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N°II.6** : Détermination des besoins administratifs **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N°II.7** : Détermination des besoins d'arrosage..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N°II.8** : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N°III.1** : les valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N°III.2** : les valeurs de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N°III.3** : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants. **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N° IV.1** : Débits en route..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N° IV.2** : Débits aux nœuds..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau N° IV.3** : Débits en route..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Tableau n° IV.4** : Débits aux nœuds **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°IV.5 : détermination des diamètres avantageux du réseau pour la première variante.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°IV.6 : détermination des diamètres avantageux du réseau pour la deuxième variante.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° IV.7 : état des nœuds du réseau.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° IV.8 : état des arcs du réseau.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° IV.9 : état des nœuds du réseau.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° IV.10 : état des arcs du réseau.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° IV.11 : état des nœuds du réseau.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° IV.12 : état des arcs du réseau.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° IV.13 : état des nœuds du réseau.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° IV.14 : état des arcs du réseau.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°V.1 : calcul de volume de réservoir **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°VI.1 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon B-R :**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°VI.2 : Calcul des paramètres hydraulique du tronçon A-B :**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°VI.3 : Calcul des paramètres hydraulique du tronçon F1-A :**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°VI.4 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon F3-A :**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°VI.5 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon F2-B :**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° VI.6 : les différents diamètres de l'adduction .**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° VI.7 : coefficient k pour divers matériaux.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° VI.8 : calcul les paramètres du coup bélier.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° VI.9 : calcul de volume de réservoir anti bélier. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°VI.10 : le réservoir anti bélier normalisé. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°VII.1 : les valeurs des λ correspondant avec les diamètres nominaux.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° VII.2 : choix du coefficient du talus.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°VII.3 : Coefficient de foisonnement**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°VII-4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°VII-5 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement pour chaque diamètre. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°VII.6 : Calcul du volume de terrassement (réseau + adduction). ...**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N°VII.7 : Calcul du volume de lit de pose.**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° VII.8 : la classification des types de sols rencontrés. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° VII.9 : calcul de volume d'assise et le remblai de protection.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° VII.10 : calcul de volume de remblai supérieur..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° VIII.1 : les équipements d'un réservoir **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau N° VIII.2 : éléments du coût d'entretien **Erreur ! Signet non défini.**

<u>Figure N°IV-1 : Profil d'un système à réservoir de tête</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°IV.2 : Répartition arbitraire des débits cas de pointe pour la première variante</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°IV.3 : Répartition arbitraire des débits cas de pointe plus incendie pour première variante</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°IV.4 : Répartition arbitraire des débits en cas de pointe pour la deuxième variante</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°IV.5 : Répartition arbitraire des débits en cas de pointe plus incendie pour la deuxième variante</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°IV.6 : les valeurs des pressions dans chaque nœud de réseau en cas de pointe+incendie pour la 1^{ère} variante</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°IV.7 : les valeurs des vitesses dans les tronçons en cas de pointe pour la 1^{ère} variante</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°IV.8 : les valeurs des pressions dans chaque nœud de réseau en cas de pointe+incendie pour la 1^{ère} variante</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°IV.9 : les valeurs des vitesses dans les tronçons en cas de pointe+incendie pour la 1^{ère} variante</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°IV.10 : les valeurs des pressions dans chaque nœud de réseau en cas de pointe pour la 2^{ème} variante</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°IV.11 : les valeurs des vitesses dans les tronçons en cas de pointe pour la 2^{ème} variante</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°IV.12 : les valeurs des pressions dans chaque nœud de réseau en cas de pointe+incendie pour la 2^{ème} variante</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°IV.13 : les valeurs des vitesses dans les tronçons en ca de pointe+incendie pour la 2^{ème} variante</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°2 :By-pass d'un réservoir</u>	Erreur ! Signet non défini.
Figure N°1 : Matérialisation de la réserve d'incendie par siphon et évent.	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N° VII-1 : Schéma d'une tranchée</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N°VII.2 : pelle</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N° VII.3 : rayon de courbure de la conduite PE.</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N° VII.4 : pose des conduites en PE dans les tranchées</u>	Erreur ! Signet non défini.
<u>Figure N° VII.5 : schéma du remblai d'une tranchée.</u>	Erreur ! Signet non défini.

Figure N° VII.6 : schéma présente la hauteur du remblai de protection .. Erreur ! Signet non défini.

Figure N° VII.7 : la disposition de la conduite et des remblais..... Erreur ! Signet non défini.

LISTE DES PLANCHES

- PLANCHE 1 : PLAN DE MASSE DE LA NOUVELLE VILLE D'ELBAYADH AVEC LE RESEAU DE DISTRIBUTION.
- PLANCHE 2 : PROFIL EN LONG DU RESEAU PRINCIPAL
DE NŒUD 01 A NŒUD 20.
- PLANCHE 3 : PROFIL EN LONG DU RESEAU PRINCIPAL
DE NŒUD 20 A NŒUD 01.
- PLANCHE 4 : PROFIL EN LONG DU RESEAU PRINCIPAL
DE NŒUD 24 (RESERVOIR) A NŒUD 01.
- PLANCHE 5 : PROFIL EN LONG D'ADDUCTION F3--
RESERVOIR
- PLANCHE 6 : PROFIL EN LONG D'ADDUCTION F2--B
- PLANCHE 7 : PROFIL EN LONG D'ADDUCTION F1--A

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est devenue ces dernières années un sujet de préoccupation à l'échelle planétaire. Cette ressource indispensable et irremplaçable est particulièrement mal répartie, la demande croissante en eau par l'industrie, l'agriculture et à des fins domestiques, a entraîné un appauvrissement des ressources en eau.

Les risques d'appauvrissement des ressources en eau imputables à d'éventuels changements climatiques dans le sens d'une aridification, sont à prendre sérieusement en compte, d'autant que la pression exercée sur ces ressources ne cessera de s'amplifier.

C'est dans ce contexte là que notre étude intitulée alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'EL BAYADH, dans le but de satisfaire quantitativement et qualitativement les besoins en eau des consommateurs par la recherche d'autres ressources et faire un dimensionnement technico économique concernant les réseaux.

Afin qu'aucun problème viendra se poser à cette nouvelle ville que se soit à court terme ou à long terme.

CHAPITRE I



Présentation de la ville

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA VILLE

I.1- Situation géographique :

La nouvelle ville ben hamouda se situe au nord de la wilaya d'Elbayadh à 3KM au Sud ouest de la ville d'Elbayadh, elle est située à 400 KM de la capitale régionale Ouest (Oran) et à 650 KM de la capitale nationale (Alger).

Elle est étendue sur une superficie de 109ha, et limitée par :

- Au nord : une bande boisée et la ville d'elbayadh.
- Au sud : la commune de petite Mechria.
- à L'est : Route d'Aflou.
- à L'ouest : la ville d'Elbayadh.

I.2- Situation topographique :

La morphologie du site de la nouvelle ville comme le montre la carte topographique est relativement accidentée et présentant une :

- Pente de 0% à 5% de l'Est et Sud-est,
- Pente de 5% à 10% dans la partie centrale du site
- Pente de 10% à 25% Nord-est et sud-ouest du site.

Notre site est comprend les contraintes et les servitudes suivantes :

- Bande boisée au nord.
- Talweg et chaabites.
- Rejet.
- Ligne électrique.
- Terrain privé 26.62ha (37%de le surface de site).

La nature de sol est acceptable avec $\sigma = (1.5 \div 2)$ bars.

Source : DHW de la wilaya d'El-Bayadh

Risque d'aménagement présenté par :

- Les phénomènes naturels (effet géologique et hydrologiques).
- Les inondations : présences des chaabites et talweg.
- Phénomène d'ensablement (vent sable).

I.3- Situation climatologique :

Le climat est une ressource naturelle qui affecte une bonne partie des activités humaines telle que la production agricole, la consommation d'énergie, l'utilisation de certaines ressources telle que l'eau. Son influence sur notre vie est très grande. Aussi faut il l'observer, l'étudier pour le connaître et le quantifier, tel que la température, la vitesse du vent, évaporation et l'ensoleillement.

Pour l'analyse des paramètres climatiques de la zone d'étude nous avons utilisé les données de la station climatologiques ONM d'El Bayadh.

Le chef lieu d'El Bayadh à l'instar de toute la région présente un climat à saisons thermiques froide et chaude.

La saison pluviométrique est concentrée sur la partie froide de l'année, alors que la saison d'été est sèche.

La station climatologique d'El Bayadh à les caractéristiques suivantes

- Altitude : 1341 m
- Longitude : 1° 00 E
- Latitude : 33° 40

Source : Centre climatologique national Dar El Beida (Résumé annuel du temps en Algérie).

I.3.1- Les Températures :

La température est un paramètre très important pour le bon fonctionnement d'un réseau d'AEP

La période d'observation considérée s'étale entre 2001-2007.

Les températures moyenne, maximale et minimale mensuelles sont données dans le tableau N° I.1 :

Tableau N° I.1 : Températures moyenne, maximale et minimale mensuelles exprimées en °C.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
T _{max} (°C)	9,9	12,4	16,3	19,0	25,4	31,1	35,2	34,3	28,2	22,3	13,6	11,5
T _{min} (°C)	0,5	0,81	4,2	6,2	11,8	16,9	23	21,3	15,3	10,0	4,7	2,5
T _{moy} (°C)	4,7	6,6	8,0	9,6	18,7	23,5	27,7	27,3	21,5	16,1	9,8	6,0

Source : Centre climatologique national Dar El Beida

(Résumé annuel du temps en Algérie).

Nous observons deux saisons :

- Une saison froide qui s'étale du mois d'octobre au mois d'Avril.
- Une saison chaude s'étalant du mois de Mai au mois septembre.

La température moyenne mensuelle maximale est au niveau de mois de juillet, elle est de l'ordre de 27,7 °C et la température moyenne mensuelle minimale est au niveau de mois de janvier, elle est de l'ordre de 4,7 °C.

I.3.2- Les vents :

La période d’observation considérée s’étale entre 2001-2007.

Le tableau N° I.2 illustre la répartition des moyennes mensuelles de la vitesse du vent, exprimées en m/s.

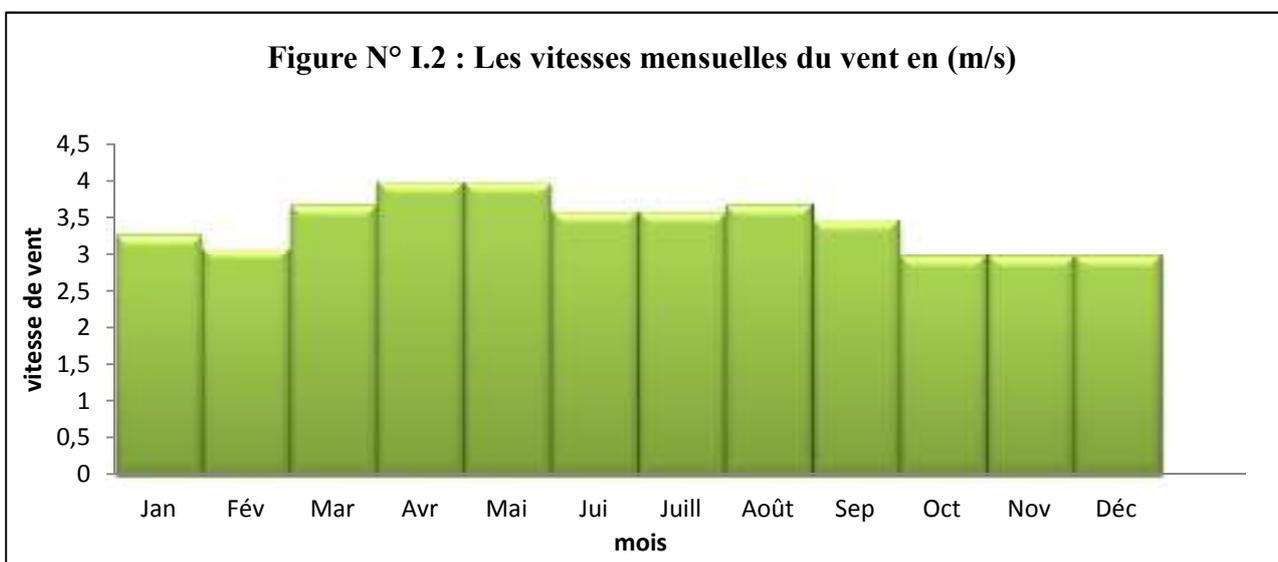
Tableau N° I.2 : La répartition moyenne mensuelle de la vitesse du vent exprimée en m/s.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
V(m/s)	3,3	3,1	3,7	4,0	4,0	3,6	3,6	3,7	3,5	3,0	3,0	3,0

Source : Centre climatologique national Dar El Beida

(Résumé annuel du temps en Algérie).

La vitesse moyenne annuelle des vents est de 3,45 m/s. Les vents fréquents sont les vents chauds du sud qui sévissent du mois de Mai au mois d’Août avec des vitesses variantes entre (3,6 ÷ 4,0) m/s.



I.3.3- Les Précipitations :

L'étude de la précipitation est indispensable, elle détermine les écoulements des oueds et les apports des barrages pour l'irrigation ainsi que la capacité d'acceptation du milieu récepteur des volumes d'eau usée.

Les valeurs moyennes mensuelles de la pluviométrie sont données dans le tableau suivant :

- La période d'observation considérée est (07ans) s'étale entre 2001-2007

Tableau N° I.3 : La répartition moyenne mensuelle des précipitations entre 2001-2007 exprimée en mm.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Moyenne mensuelle des Précipitations (mm)	30,4	13,2	20,9	24	10,2	17,3	3,6	11,4	37,7	19,5	12,3	25,9

On remarque que la moyenne annuelle est de 226,4 mm.

La valeur moyenne annuelle des précipitations est relativement faible et défavorise le développement de l'agriculture.

Source : Centre climatologique national Dar El Beida (Résumé annuel du temps en Algérie).

I.3.4- Evaporation :

La période d'observation considérée s'étale entre 2001-2007.

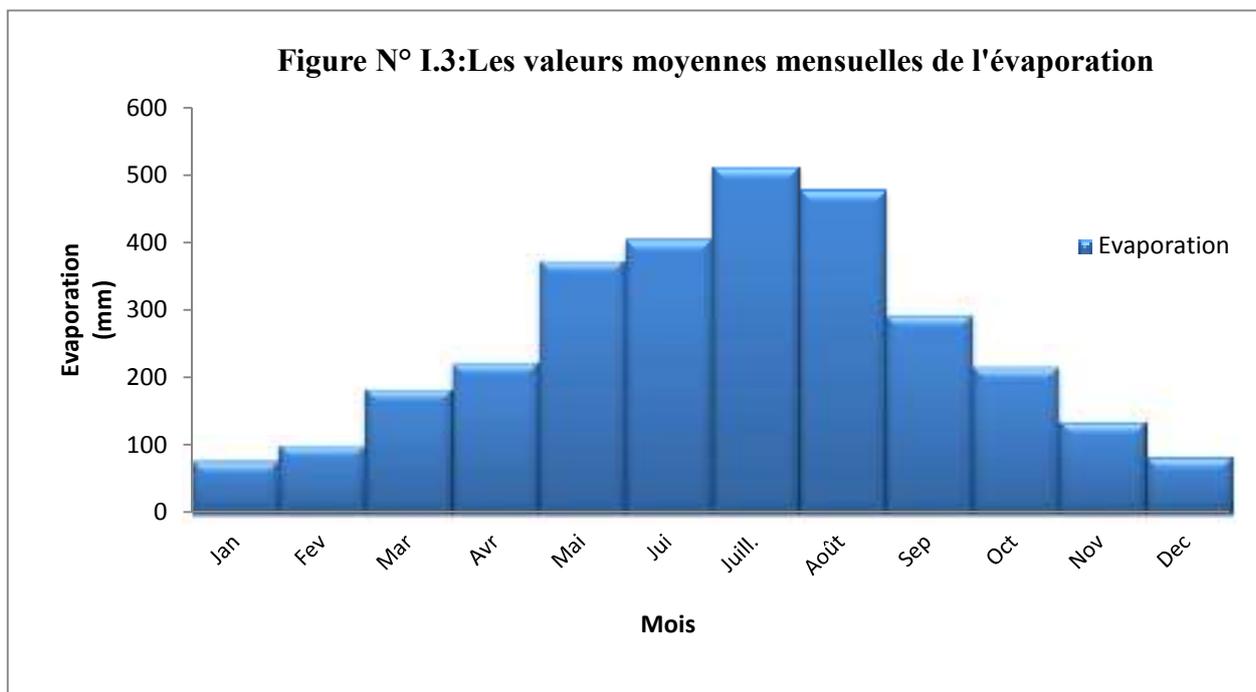
Le tableau N° I.4 nous donne les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation :

Tableau N° I.4 : Les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Evaporation (mm)	77,5	100,7	184,1	223,6	374,7	408,1	512,5	479,7	295,3	216,6	135,8	83,1

On remarque que la valeur moyenne mensuelle maximale de l'évaporation est de 512,5 mm ; tandis que la valeur moyenne mensuelle minimale de l'évaporation est de 77,5 mm

Le taux d'évaporation du site de la ville est de l'ordre de 8,47%.



I.4- situation géologique et hydrogéologique :**I.4.1-Géologie :**

La nature géologique de l'assiette d'El Bayadh est constituée d'argile, de grès, des poudingues et des dépôts lacustres, avec des séries de base qui sont souvent constituées de gypse.

Les sols sont très épais sur croûte calcaire, bas fond de dayas à sol parfois limoneux et alluvionnés plus profonds.

I.4.2- Pédologie :

De point de vue agro-pédologique la ressource en sol est formée principalement par les sols alluvionnaires et argileux.

Ces terres sont concentrées dans la partie sud et sud ouest du territoire de la ville.

Malgré leur qualité agro-pédologique appréciable, leurs rendements sont de plus en plus limités du fait de l'érosion entre autre.

En effet des pentes qui vont entre 2 et 25%. Ces sols deviennent d'avantage sensible à ce phénomène ; surtout qu'après l'arrachage du vignoble presque la totalité des terres a été emblavée par la céréaliculture, ce qui a provoquées la dégradation de cette ressource.

La plaine est remblayée d'alluvions quaternaires et de petits graviers recouverts d'une épaisse couche sableuse provenant de la désagrégation de grés du pliocène.

Des sols argileux – sableux dans le nord et alluvionnaire d'une fertilité appréciable au centre et au sud de la région, ces terrains ne nécessitent aucun aménagement et son aptes à toutes cultures.

I.4.3- Hydrogéologie de la région d'El Bayadh :

La région d'EL Bayadh situe sur les hauts plateaux avec une altitude moyenne de 1000m au dessus du plan de mer.

a- Formation des aquifères :

La structure des horizons aquifères à été déterminer grâce à l'étude géophysique et les coupes géo électrique, cette étude qui donnée deux niveaux séparés par une couche argileuse imperméable.

❖ Tous les aquifères placés au dessus de la couche d'argile sont drainés successivement par plusieurs sources qui aboutissent dans l'oued Mérides et dans l'oued El Biodh , de nombreux puits et le forage F.1 prélèvement un certain débit dans ces formations gréseuses, calcaires et sableuses. L'ensemble de ces exutoires naturels et artificiels fournit la totalité actuelle.

Les principaux aquifères sont successivement du bord du synclinal vers le centre :

- Le kimméridgien moyen gréseux sus-jacent de la couche d'argile.
 - Le kimméridgien supérieur gréseux.
 - Les terrains sédimentaires ; tertiaire a continental (T.C) et quaternaire.
- Les autres formations comme le kimméridgien moyen marneux à gypse peuvent contenir des horizons aquifères de très faible puissance.

❖ La formation gréseuse du kimméridgien moyen qui est placé sous la couche d'argile est homogène et paraît constituer un aquifère important et encore inexploité, le forage F.V a fourni un débit de 36 l/s pour un abattement de 16,15 m. L'Ain Mekhter au pied du djebel Mekhter est la source la moins faible qui prend naissance dans cette

formation dans la région du synclinal, son débit est de l'ordre de 2,5 l/s. cet aquifère d'une puissance approximativement de 350 à 400 m, a dans l'état actuel des connaissances surtout l'aspect d'un réservoir.

b- Piézomètre :

La campagne piézométrique à été menée en mai 1973 sur tous les ponts d'eau, il y a un écoulement général vers la dépression des oueds Mérires et Deffa avec convergence vers la gorge de l'oued Biodh, le gradient est de l'ordre de 0,014.

c- Hydrodynamique :

Les forages destinés pour alimenter la nouvelle ville sont équipés par des pompes immergées dont les références techniques sont désignés sur le tableau N° I.5

Tableau N° I.5 : Les caractéristiques des forages.

Nom	commune	Profondeur (m)	Débit d'exploitation (l/s)	Niveau statique (m)	Niveau dynamique (m)	La marque de la pompe	La tension (V)	Hmt (m)
Hodhna F1	Ghassoul	350	35	45	56	RECTA	380	67
Hodhna F2	Ghassoul	350	25	40	60	RECTA	380	72
Hodhna F3.	Ghassoul	300	35	52	72	RECTA	380	83

d- La qualité des eaux :

Les ressources de la région à des bonnes qualités, selon les analyse qui faite par L' ANRH d' EL Bayadh on à les valeurs qui sont désignés sur le tableau N° I.6

Tableau N° I.6 : la valeur de PH et quelles que concentration des éléments

PH	7.37	Chlorures	34 mg/l
Calcium	55 mg/l	Sulfate	46 mg/l
Magnésium	15 mg/l	Bicarbonates	176 mg/l
Sodium	23 mg/l	Nitrates	13 mg/l
Potassium	2 mg/l	Minéralisation	201 mg/l

Conclusion :

Notre site a un climat semi aride, une topographie relativement accidentée et une nappe phréatique qui assure l'alimentation de l'agglomération avec des eaux de bonne qualité.

CHAPITRE II



CALCUL DE BASE

CHAPITRE II : CALCUL DE BASE

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur, cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (élève, surface, ect...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre.

II.1-Estimation de la population :

Dans notre cas l'estimation de la population est basée sur le taux d'occupation de logement (**T.O.L**)

Le nombre moyen d'une famille algérienne = 07

Donc le **T.O.L**=7

Pour les locaux de commerces et services le **T.O.L**=02

D'après le tableau N° II.1 :

Le nombre totale des logements =6294

Les locaux de commerces et services =125

Donc le nombre total de la population dans notre projet :

$$6294 \cdot 07 = 44058 \text{ habitants.}$$

II.2- Consommation moyenne journalière :

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière, exprimé en mètre cube par jour.

$$Q_{\text{moy,j}} = (q_i \cdot N_i) / 1000 \quad [\text{m}^3/\text{j}].$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j ;
- q_i : dotation journalière en $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$;
- N_i : nombre de consommateurs ;

II.3- Besoins en eau par catégorie :

II.3.1- Besoins domestiques :

Dans une agglomération donnée, la consommation en eau dépend essentiellement de développement des sanitaires et les habitudes de la population [3]. Pour les petites agglomérations la dotation varie de 80 à 100 $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ et de 150 à 200 $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$ pour les agglomérations importantes. Pour notre projet et d'après la DHW et comme notre agglomération est grande, la dotation domestiques est estimée à 150 $\text{l}/\text{j}/\text{hab}$.

Tableau N°II.1 : Détermination des besoins domestiques.

Nombre appartement	Taux d'occupation	Nombre d'habitant	Dotation ($\text{l}/\text{j}/\text{ha}$)	Besoin domestique (m^3/j)
6294	7	44058	150	6608.7

II.3.2- Besoins en eau sanitaires :**Tableau N°II.2 : Détermination des besoins en eau sanitaires.**

Nature de l'établissement	Superficie (m ²)	Dotation [l/j/m ²]	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Salle de soins	1100	5	5.5
Centre de santé	5400	5	27
Centre pour handicapés	3000	5	15
polyclinique	3700	5	18.5
		Total	66

II.3.3- Besoins scolaires :**Tableau N°II.3 : Détermination des besoins scolaires.**

Nature de l'établissement	Nombre d'élèves	Dotation l/j/élève	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
(07)Ecoles	7300	30	219
(03)CEM	3500	30	105
(02)Lycées	3000	30	90
(01)Crèches	250	20	5
		Total	419

Source : DHW d'EL Bayadh.

II.3.4- Besoins commerciaux :**Tableau N°II.4 : Détermination des besoins commerciaux.**

Type de besoins	Superficie (m ²)	Dotation L/j/unité	Consommation moyenne journalière [m ³ /j]
Commerce privé	2000	5	10
Equipment commercial	3200	5	16
		Total	26

II.3.5- Besoins socioculturels et sportifs :**Tableau N°II.5 : Détermination des besoins socioculturels et sportifs**

Désignation	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Mosquées	7000	10	70
Centre culturel	3500	5	17.5
Eq culturel	3500	5	17.5
Laboratoire vétérinaire	1050	5	5.25
Institue PASTEUR	3100	5	15.5
Centre d'environnement	2300	5	11.5
Salle de sport	4000	5	20
Eq de caractère social	4500	5	22.5
		Total	179.75

II.3.6- Besoins administratifs :**Tableau N°II.6 : Détermination des besoins administratifs**

Nature de l'établissement	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
FEA	1300	5	6.5
CNPHA	2100	5	10.5
(04) Equipements administratifs	11700	5	58.5
Garde communal	1050	5	5.25
		Total	80.75

II.3.7- Besoins d'arrosage :**Tableau N°II.7 : Détermination des besoins d'arrosage**

Nature de l'établissement	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/m ²)	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Jardin public	20000	5	100
Siege pour pépinière	1500	5	7.5
Rues	25000	5	125
		Total	232.5

II.4- Récapitulation des besoins en eaux

Après l'étude détaillée des besoins, dressons un tableau récapitulatif pour pouvoir calculer le débit total nécessaire pour alimenter la ville.

Tableau N°II.8 : Récapitulation de la consommation en eau moyenne totale

Type de besoins	Consommation moyenne journalière (m ³ /j)
Domestiques	6608.7
Sanitaires	66
Scolaires	419
Commerciaux	26
Socioculturels et sportifs	162.25
Administratifs	80.75
arrosage	232.5
Total	7595.2

Conclusion :

D'après notre calcul on a trouvé que les besoins domestiques sont égales à 7362.7m³/j, plus les besoins d'arrosage qui sont égales à 232.5m³/j en comparant avec les ressources qui sont représentées par les trois forages d'Hodhna dont leur débit total égal à 8208m³/j, on trouve que les ressources sont un peu plus grands que les besoins.

CHAPITRE III



Evaluation des besoins en eaux

CHAPITRE III
EVALUATION DES BESOINS EN EAUX

III.1- Etude des variations des débits :

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est variable en fonction des habitudes de la population et de sa vocation [3].

La méthode la plus valable pour la détermination du régime de consommation est l'étude en analysant le fonctionnement du système de distribution dans l'agglomération existante. Par analogie avec cette méthode on adopte un régime ou bien un graphique de consommation d'eau pour l'agglomération considéré.

III.2- Variation des débits de consommation dans le temps [3] :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps :

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations hebdomadaires qui dépendent à la consommation industrielle ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week end ;
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.

III.3- Coefficient d'irrégularité :

III.3.1- Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$) :

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

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

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre **1,2** et **1,4**. Pour notre cas on prend $K_{max,j} = 1,3$ pour les besoins domestiques par contre pour les besoins d'arrosage et d'industrie on prend $K_{max,j} = 1$.

Ce coefficient consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%.

III.3.2- Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation moyenne journalière[2], donné par la relation suivante :

$$K_{min,j} = Q_{min,j} / Q_{moy,j}$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. $K_{min,j}$ varie de **0,7** à **0,9**.

III.3.3- Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$) :

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

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

$$K_{max,h} = \alpha_{max} \cdot \beta_{max}$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,2$.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N°IV-1 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°III.1 : les valeurs de β_{\max} en fonction du nombre d'habitants.

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **44058hab**,

Donc le nombre d'habitants est dans l'intervalle [20000-50000]

et β_{\max} dans l'intervalle de [1.2-1.15]

Alors $50000-20000=30000$;

$50000-44058=5942$;

et $30000 \rightarrow 0.05$

D'ou $\implies \beta_{\max} = 1.15 - (5942 * 0.05) / 30000 = 1.14$

$\beta_{\max} = 1.14$

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

$K_{\max,h} = 1,14 \cdot 1,2 = 1.37$

$K_{\max,h} = 1,37$

III.3.4- Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$) :

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum horaire envisageant une sous consommation :

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \cdot \beta_{\min}$$

Avec :

- α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4 à 0,6**.

Pour notre cas on prend $\alpha_{\min} = 0,5$.

- β_{\min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Le tableau N°IV-2 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N°III.2 : les valeurs de β_{\min} en fonction du nombre d'habitants.

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

Donc pour notre cas on prendre le même calcul que $\beta_{\max h}$

On à $50000-44058=5942$

$$30000 \rightarrow 0,1 \quad \Rightarrow \quad \beta_{\min} = 0,6 - (5942 * 0,1) / 30000 = 0,58$$

$$\beta_{\min} = 0,58$$

d'où la valeur de $K_{\min, h}$ sera :

$$K_{\min, h} = 0,5 \cdot 0,58 = 0,29 \quad \mathbf{K_{\min, h} = 0,29}$$

III.4- Détermination des débits journaliers :

III.4.1- Consommation minimale journalière ($Q_{\min, j}$) :

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année ;

$$Q_{\min, j} = K_{\min, j} \cdot Q_{\text{moy}, j}$$

III.4.2- Consommation maximale journalière ($Q_{\max, j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisé comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction, il nous permet de dimensionner le réservoir et la station de pompage.

$$\text{Ce débit est donné ainsi : } Q_{\max, j} = K_{\max, j} \cdot Q_{\text{moy}, j}$$

avec :

- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
 - $Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
 - $K_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière , donc :
- $$Q_{\max,j} = 1.3 * 7362.7 = 9571.51 \text{ m}^3/j \quad , \quad Q_{\max,j} = 9571.51 \text{ m}^3/j$$

III.5- Détermination des débits horaires :

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

III.5.1- Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

- Avec : - $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- $Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

Donc : $Q_{\text{moy},h} = 9804.01/24 = 408.5 \text{ m}^3/h$.

$$Q_{\text{moy},h} = 408.5 \text{ m}^3/h$$

III.5.2- Détermination du débit maximum horaire :

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

$$Q_{\max,h} = K_{\max,h} \cdot Q_{\text{moy},h} \quad [3]$$

- Avec : - $Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;
- $K_{\max,h}$: coefficient d'irrégularité maximale horaire ;

III.6- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau N°III-9 :

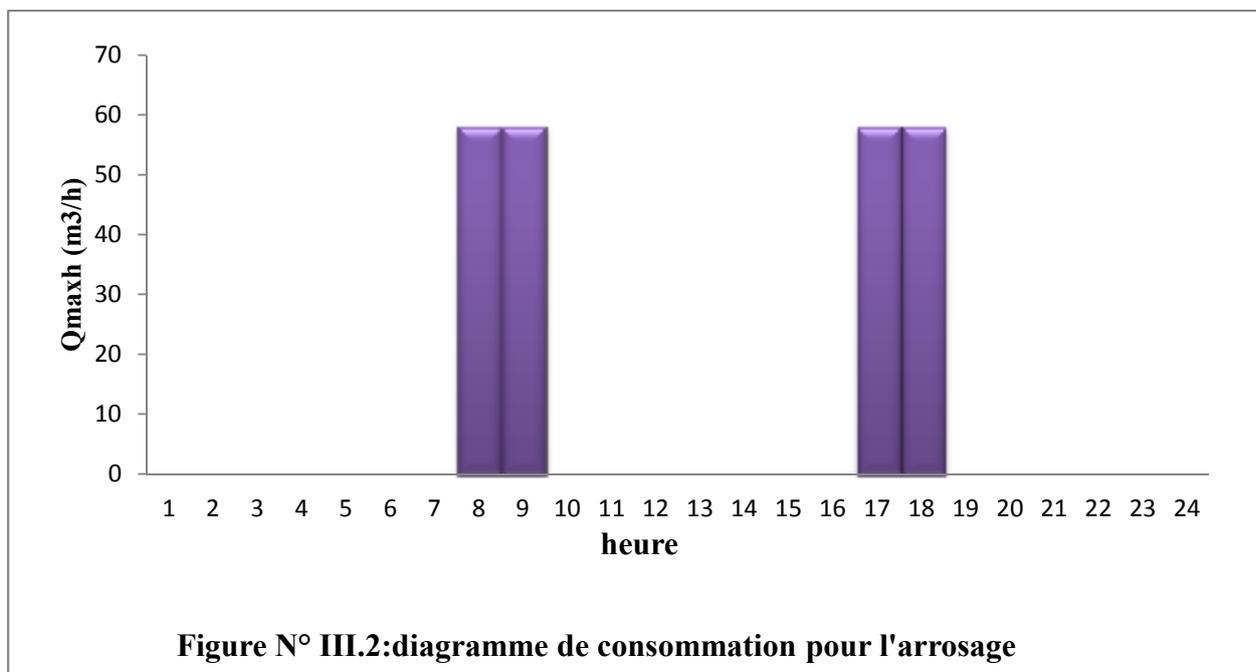
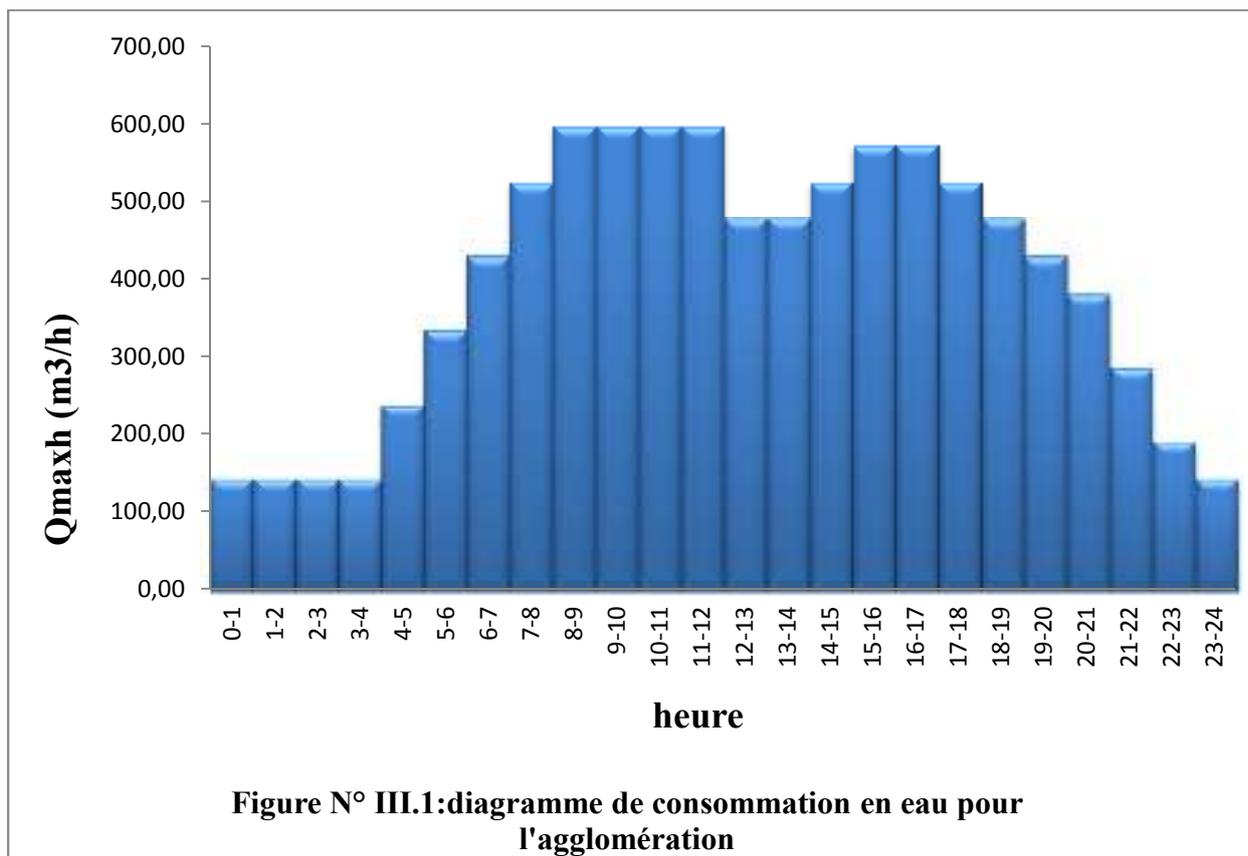
Tableau N°III.3 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.

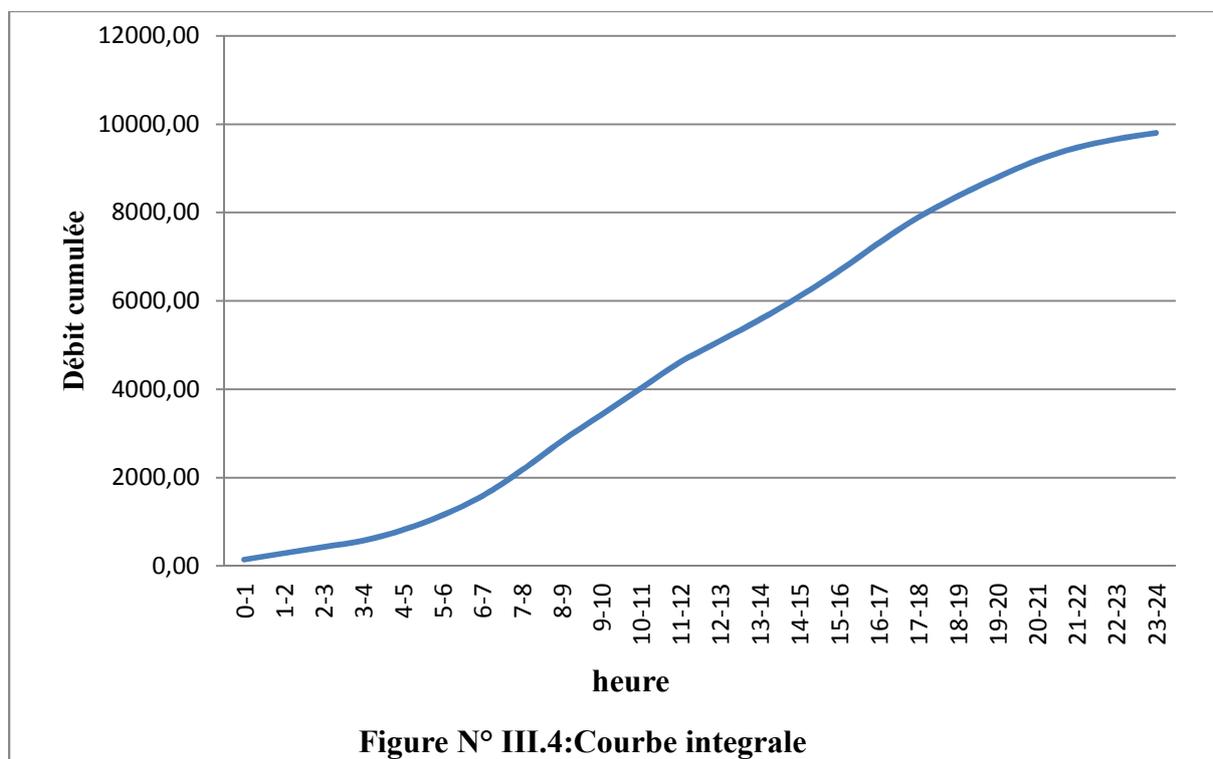
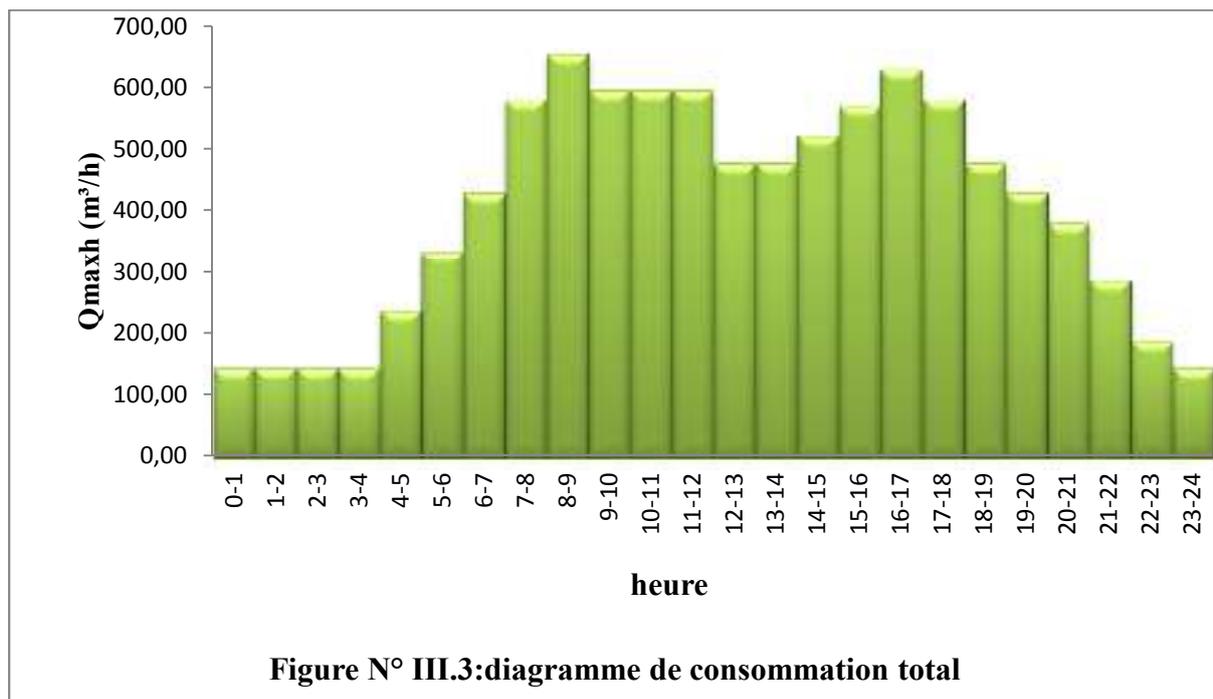
Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	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	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	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	01	1.5	3.3	3.7	01

Remarque : Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération, pour notre cas on choisie la répartition variant entre **10000** et **50000** hab.

Tableau N°III.4 : Détermination le débit maximum journalière.

Heures	Diagramme Consommation total Q max .j=9571.51m ³ /J		Arrosage Qmax.j=232.5m ³ /j		Consommation total Qmax.j=9804.01m ³ /J		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	(h)	%	M ³ /h	%	M ³ /h	%	M ³ /h	%
0-1	1.5	143.57	0	0	1.46	143.57	1.46	143.57
1-2	1.5	143.57	0	0	1.46	143.57	2.93	287.15
2-3	1.5	143.57	0	0	1.46	143.57	4.39	430.72
3-4	1.5	143.57	0	0	1.46	143.57	5.86	574.29
4-5	2.5	239.29	0	0	2.44	239.29	8.30	813.58
5-6	3.5	335.00	0	0	3.42	335.00	11.72	1148.58
6-7	4.5	430.72	0	0	4.39	430.72	16.11	1579.30
7-8	5.5	526.43	25	58.125	5.96	584.56	22.07	2163.86
8-9	6.25	598.22	25	58.125	6.69	656.34	28.77	2820.20
9-10	6.25	598.22	0	0	6.10	598.22	34.87	3418.42
10-11	6.25	598.22	0	0	6.10	598.22	40.97	4016.64
11-12	6.25	598.22	0	0	6.10	598.22	47.07	4614.86
12-13	5	478.58	0	0	4.88	478.58	51.95	5093.44
13-14	5	478.58	0	0	4.88	478.58	56.83	5572.01
14-15	5.5	526.43	0	0	5.37	526.43	62.20	6098.44
15-16	6	574.29	0	0	5.86	574.29	68.06	6672.73
16-17	6	574.29	25	58.125	6.45	632.42	74.51	7305.15
17-18	5.5	526.43	25	58.125	5.96	584.56	80.47	7889.71
18-19	5	478.58	0	0	4.88	478.58	85.36	8368.28
19-20	4.5	430.72	0	0	4.39	430.72	89.75	8799.00
20-21	4	382.86	0	0	3.91	382.86	93.65	9181.86
21-22	3	287.15	0	0	2.93	287.15	96.58	9469.01
22-23	2	191.43	0	0	1.95	191.43	98.54	9660.44
23-24	1.5	143.57	0	0	1.46	143.57	100.00	9804.01
total	100	9571.51		232.5		9804.01		





D'après le tableau de variation de débit horaire on à trouver que le débit maximum horaire est égalé à **656.34 m³/h**

CHAPITRE IV



DIMENSIONNEMENT DE RESEAU

CHAPITRE IV : DEMENSIONNEMENT DE RESEAU DE DISTRIBUTION

Introduction :

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre eux. L'eau est distribuée à partir de ce réseau qui doit être dimensionné de telles façons à assurer le débit maximal et la pression nécessaire chez les consommateurs pendant toute la journée.

IV.1-Choix de réseau de distribution :

Le choix de type de réseau doit être judicieux sachant qu'entre les différents types de réseau il n'y aura qu'un qui répondra le mieux aux objectifs fixés au préalable.

Les réseaux peuvent être classés comme suit [1] :

- Réseaux ramifiés ;
- Réseaux maillés ;
- Réseaux étagés ;
- Réseaux à alimentations distinctes.

Compte tenu des nombreux avantages du réseau maillé nous optons dans notre présente étude pour ce type de réseau.

Pour assurer la distribution dans toute une agglomération, et de plus avoir une sécurité partielle d'alimentation en cas d'avarie, de multiples conduites forment un maillage, ce maillage permis d'isoler par des vannes le tronçon défectueux et assurer la distribution dans le reste de l'agglomération.

Nous allons utilisés le système à réservoir de tête comme le montre la figure n° VI-4 :

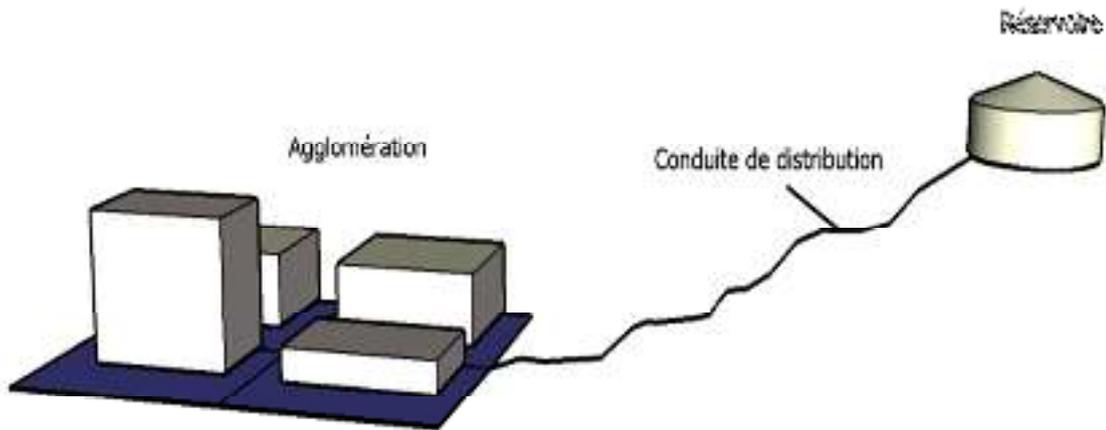


Figure n°IV-1 : Profil d'un système à réservoir de tête

IV.2 - Application d'un système à réservoir de tête :

Au point de vue fonctionnement, le réservoir se trouve placé entre la source et l'agglomération.

Dans ce cas, le réseau se trouve sous une charge stable créée par le château d'eau. De même la station de pompage travaille avec une charge constante.

IV.2.1 Calcul des débits :

a) Débits en route :

La détermination des débits en route obéit à l'expression suivante :

$$Q_r = Q_p - Q_{\text{conc}}$$

Avec Q_r = débit en route (l/s) ;

Q_p = débit de pointe (l/s) ;

Q_{conc} = débit concentré (l/s).

b) Débit spécifique :

Le débit spécifique est le rapport du débit route sur la longueur totale des canalisations dans le réseau :

$$q_{\text{sp}} = Q_r / \sum l_i$$

q_{sp} = débit spécifique (l/s) ;

$\sum l_i$ = somme des longueurs (m).

c) Les débits aux nœuds :

Le calcul des débits aux nœuds s'effectuera après avoir calculé les débits en route pour chaque tronçon (q_{ri}) en suivant les étapes suivantes :

$$Q_{ri} = q_{sp} * l_i$$

$$Q_{nd} = 0,5 \sum Q_{ri} + Q_{conc}$$

l_i = longueur de tronçon numéro (i), (m) ;

Q_{ri} = débit du tronçon numéro (i), (l/s) ;

$\sum Q_{ri}$ = somme des débits des tronçons convergent au même nœud (l/s)

Q_{nd} = débit au nœud (l/s) ;

Les résultats sont comme suit :

1- cas de pointe :

$$Q_{conc} = 0 ; Q_p = 182.32 \text{ l/s}, Q_r = 182.32 \text{ l/s}.$$

$$\sum L_i = 9453.8 \text{ m}, q_{sp} = 0.01928537 \text{ l/s/ml}$$

2- cas de point plus incendie :

$$Q_r = Q_p - Q_{conc} \Rightarrow Q_r = 182.32 \text{ l/s}, q_{sp} = 0.01928537 \text{ l/s/ml}.$$

Nous avons puis le point (16) comme étant le plus défavorable ; vu son altitude, son éloignement et la densité de population.

1- Cas de pointe :

Tableau n° IV.1 : Débits en route

tronçons	longueur (m)	qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)
1-2	245,09	0,0193	4,73
2-3	304,79		5,88
3-4	130,73		2,52
4-1	388,99		7,50
4-5	346,89		6,69
5-6	314,92		6,07
3-7	231,21		4,46
6-7	244,79		4,72
2-8	271,71		5,24
7-8	278,92		5,38
8-9	151,84		2,93
9-10	266,14		5,13
7-10	156,73		3,02
10-11	301,23		5,81
6-11	157,84		3,04
9-14	234,95		4,53
13-14	354,22		6,83
10-13	256,42		4,95
12-13	276,54		5,33
11-12	180,64		3,48
14-15	406,66	7,84	
15-16	281,51	5,43	
13-16	241,84	4,66	

Tableau n° IV.1 : Débits en route
Suite de tableau

tronçons	longueur (m)	qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)
13-18	406,65	0,0193	7,84
12-19	264,89		5,11
18-19	185,42		3,58
17-18	150,98		2,91
16-17	288,16		5,56
19-20	225,79		4,35
20-21	309,61		5,97
17-21	210,73		4,06
21-22	146,14		2,82
15-22	480,14		9,26
15-23	367,32		7,08
22-23	393,37		7,59

Tableau n° IV.2 : Débits aux nœuds

nœud	Tronçons appartenant	Cote terrain naturel	$Q_n = 0,5 * \sum q_r$	Qconc	Qn total
1	1-2,1-4	81.28	6,11	0	6,11
2	2-1,2-3,2-8	87.23	7,92	0	7,92
3	3-2,3-4,3-7	79.49	6,43	0	6,43
4	4-1,4-3,4-5	81.5	8,36	0	8,36
5	5-4,5-6	80.04	6,38	0	6,38
6	6-5,6-7,6-11	83.45	6,92	0	6,92
7	7-3,7-6,7-8,7-10	79.12	8,79	0	8,79
8	8-2,8-7,8-9	80.03	6,77	0	6,77
9	9-8,9-10,9-14	88.35	6,3	0	6,3
10	10-7,10-9,10-11,10-13	82.7	9,45	0	9,45
11	11-6,11-10,11-12	85.3	6,17	0	6,17
12	12-11,12-13,12-19	76.65	6,96	0	6,96
13	13-10,13-12,13-14,13-16,13-18	84.32	14,81	0	14,81
14	14-9,14-13,14-15	100.95	9,6	0	9,6
15	15-14,15-16,15-22,15-23	105.85	14,81	0	14,81
16	16-13,16-15,16-17	96.94	7,83	0	7,83
17	17-16,17-18,17-21	88.03	6,27	0	6,27
18	18-13,18-17,18-19	81.94	7,16	0	7,16
19	19-12,19-18,19-20	83.29	6,52	0	6,52
20	20-19,20-21	86.55	5,16	0	5,16
21	21-20,21-17,21-22	92	6,43	0	6,43
22	22-15,22-21,22-23	93.75	9,83	0	9,83
23	23-15,23-22	101.02	7,34	0	7,34

2- Cas de pointe plus incendie :
Tableau n° IV.3 : Débits en route

tronçons	longueur (m)	qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)
1-2	245,09	0,0193	4,73
2-3	304,79		5,88
3-4	130,73		2,52
4-1	388,99		7,50
4-5	346,89		6,69
5-6	314,92		6,07
3-7	231,21		4,46
6-7	244,79		4,72
2-8	271,71		5,24
7-8	278,92		5,38
8-9	151,84		2,93
9-10	266,14		5,13
7-10	156,73		3,02
10-11	301,23		5,81
6-11	157,84		3,04
9-14	234,95		4,53
13-14	354,22		6,83
10-13	256,42		4,95
12-13	276,54		5,33
11-12	180,64		3,48
14-15	406,66	7,84	
15-16	281,51	5,43	
13-16	241,84	4,66	

Tableau n° IV.3 : Débits en route
Suite de tableau

tronçons	longueur (m)	qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)
13-18	406,65	0,0193	7,84
12-19	264,89		5,11
18-19	185,42		3,58
17-18	150,98		2,91
16-17	288,16		5,56
19-20	225,79		4,35
20-21	309,61		5,97
17-21	210,73		4,06
21-22	146,14		2,82
15-22	480,14		9,26
15-23	367,32		7,08
22-23	393,37		7,59

Tableau n° IV.4 : Débits aux nœuds

nœud	Tronçons appartenant	Cote terrain naturel	$Q_n = 0,5 * \sum q_r$	Qconc	Qn total
1	1-2,1-4	81.28	6,11	0	6,11
2	2-1,2-3,2-8	87.23	7,92	0	7,92
3	3-2,3-4,3-7	79.49	6,43	0	6,43
4	4-1,4-3,4-5	81.5	8,36	0	8,36
5	5-4,5-6	80.04	6,38	0	6,38
6	6-5,6-7,6-11	83.45	6,92	0	6,92
7	7-3,7-6,7-8,7-10	79.12	8,79	0	8,79
8	8-2,8-7,8-9	80.03	6,77	0	6,77
9	9-8,9-10,9-14	88.35	6,3	0	6,3
10	10-7,10-9,10-11,10-13	82.7	9,45	0	9,45
11	11-6,11-10,11-12	85.3	6,17	0	6,17
12	12-11,12-13,12-19	76.65	6,96	0	6,96
13	13-10,13-12,13-14,13-16,13-18	84.32	14,81	0	14,81
14	14-9,14-13,14-15	100.95	9,6	0	9,6
15	15-14,15-16,15-22,15-23	105.85	14,81	0	14,81
16	16-13,16-15,16-17	96.94	7,83	17	24,83
17	17-16,17-18,17-21	88.03	6,27	0	6,27
18	18-13,18-17,18-19	81.94	7,16	0	7,16
19	19-12,19-18,19-20	83.29	6,52	0	6,52
20	20-19,20-21	86.55	5,16	0	5,16
21	21-20,21-17,21-22	92	6,43	0	6,43
22	22-15,22-21,22-23	93.75	9,83	0	9,83
23	23-15,23-22	101.02	7,34	0	7,34

IV.2.2-Etude des variantes :

Mon site topographique à des pointes haut au milieu de l'agglomération ou elles sont situées très loin par contre les cotés de la ville à des altitudes bas.

Donc en fait l'étude à pour deux variantes pour l'emplacement de réservoir.

a- La première variante :

L'agglomération est alimentée directement à partir un réservoir situé au niveau d'ELTHNIA à 2.594 Km du site et à une altitude de 123 m.

b- La deuxième variante :

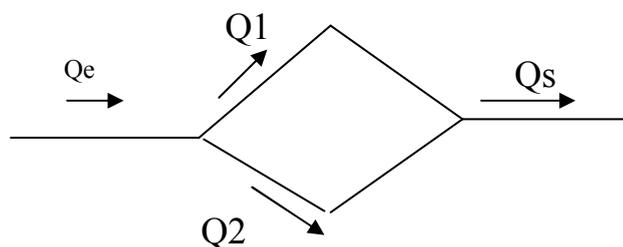
L'agglomération alimentée à partir un château d'eau trouvé au niveau de route de (petite mechria) à 273.12 m de nœud de raccordement et de 4.584 Km au réservoir tampon

on commence par la répartition arbitraire de débit sur les tronçons

IV.3-Calcul du réseau maille par la méthode de HARDY-CROSS :

La méthode de HARDY-CROSS qui est l'une des méthodes de calcul du réseau maillé ; elle est caractérisée par son ajustement successif qui permet de donner le débit qui passe dans chaque tronçon de la conduite du réseau ainsi que son sens.

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes [1] :

IV. 3.1-1^{ère} loi des nœuds (1^{ère} loi de KIRCHOFF)

Le débit entrant se partage en Q_1 et Q_2 , dans un noeud et qui se rassemble dans un autre noeud pour être un débit sortant

$$Q_e = Q_1 + Q_2 = Q_s$$

IV.3.2- 2^{ème} loi des mailles (2^{ème} loi de KURCHOFF).

Cette loi propose que sur le parcours d'une maille, la somme algébrique des pertes de charge doit être égale à zéro.

$$\sum \Delta H = 0$$

$$\text{Avec} \quad \Delta H = \frac{16\lambda L e Q^2}{2g\pi^2 D^5} = RQ^2$$

R : résistance de la conduite.

En tenant compte de :

De l'accroissement éventuel de la consommation

De l'incertitude du sens réel de l'écoulement dans un réseau maillé

De la présence possible de dépôt dans certain endroit

Du coefficient de rugosité

La deuxième loi de KIRCHOFF peut se traduire par l'égalité suivante :

$$\sum \Delta H_r = \sum RQ^2_i$$

Si elle n'est pas vérifiée du 1er coup, donc il faut corriger la répartition de débit jusqu'à satisfaction de cette loi.

IV.4- Principe de la méthode de HARDY-CROSS

Après une répartition arbitraire des débits, ainsi que le sens d'écoulement d'une manière à satisfaire la 1^{ière} loi (loi des noeuds), nous arrivons à l'obtention d'une répartition finale vérifiant la 2^{ème} loi de KIRCHOFF (loi de maille) par approximation successive.

IV.4.1- Détermination du débit correctif.

Nous avons $Q_1 = Q_0 + \Delta Q_0$

Avec

Q_1 : débit corrigé

Q_o : débit supposé

ΔQ_o : débit correctif.

Or nous savons que

$$\Delta H_T = RQ^2 \quad R : \text{résistance de la conduite.}$$

Donc

$$\Delta H_T = R(Q_o + \Delta Q_o)^2$$

$$\sum R(Q_o + \Delta Q_o)^2 = \sum R(Q_o^2 + 2Q_o \Delta Q_o + \Delta Q_o^2) = 0$$

Avec ΔQ_o : très petit par rapport à Q_o

Donc, le calcul du débit correctif nous amène à déterminer d'abord les pertes de charges totales (singulière et linéaire) dans chaque tronçon du réseau de la manière suivante.

$$\Delta H_T = \Delta H_s + \Delta H_L$$

Les pertes de charges singulières sont estimées à 10% des pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_T = \Delta H_L + 0.10 \Delta H_L = 1.10 \Delta H_L$$

Avec

$$\Delta H_L = \frac{\lambda V^2 L}{2gD}$$

λ : Coefficient de frottement évalué par

La formule de COLEBROOK

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

Ou par la formule de NIKRADZE

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2}$$

En tenant compte des approximations définies précédemment nous estimons que

$$\Delta Q_o^2 = 0 \quad (\Delta Q_o \text{ est très petit par rapport à } Q_o)$$

$$\text{Donc } \sum R(Q_o^2 + 2Q_o \Delta Q_o) = 0$$

$$\sum RQ_0^2 = -2 \sum RQ_0 \Delta Q_0$$

$$\text{D'où } \Delta Q_0 = -\frac{\sum RQ_0^2}{2 \sum RQ_0}$$

Toute branche commune de deux mailles recevra bien entendu les deux corrections correspondantes, et chaque maille est calculée séparément ; les corrections apportées sont :

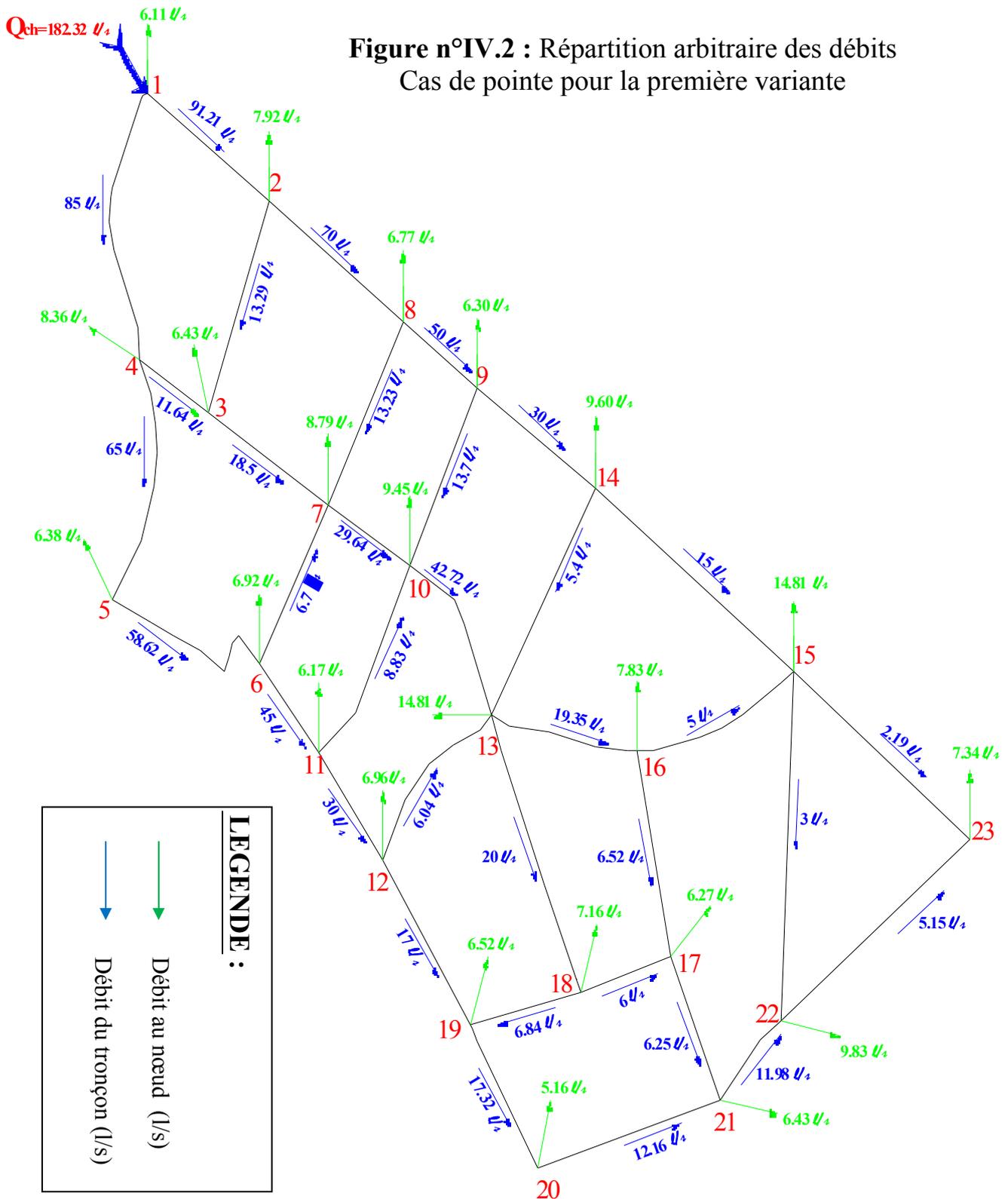
- correction propre à la maille considérée avec le même signe de ΔQ_0
- correction propre aux mailles adjacentes avec le signe contraire de ΔQ_0

Pour pouvoir déterminer le débit Q_{i+1} , il suffit de faire, la somme algébrique de ces corrections pour chaque tronçon et de l'ajouter au débit

$$Q_{i+1} = Q_i + \Delta Q_0$$

Nous reprenons alors le calcul avec les nouvelles valeurs des débits obtenues pour le calcul, par itération successive, la méthode converge rapidement vers la solution. Le nombre d'itération nécessaire varie pratiquement entre 2 et 5 suivant la complexité du problème, la précision désirée est celle de l'approche initiale.

IV.5- La répartition arbitraire : les répartitions arbitraires de toutes les cas sont les suivantes :



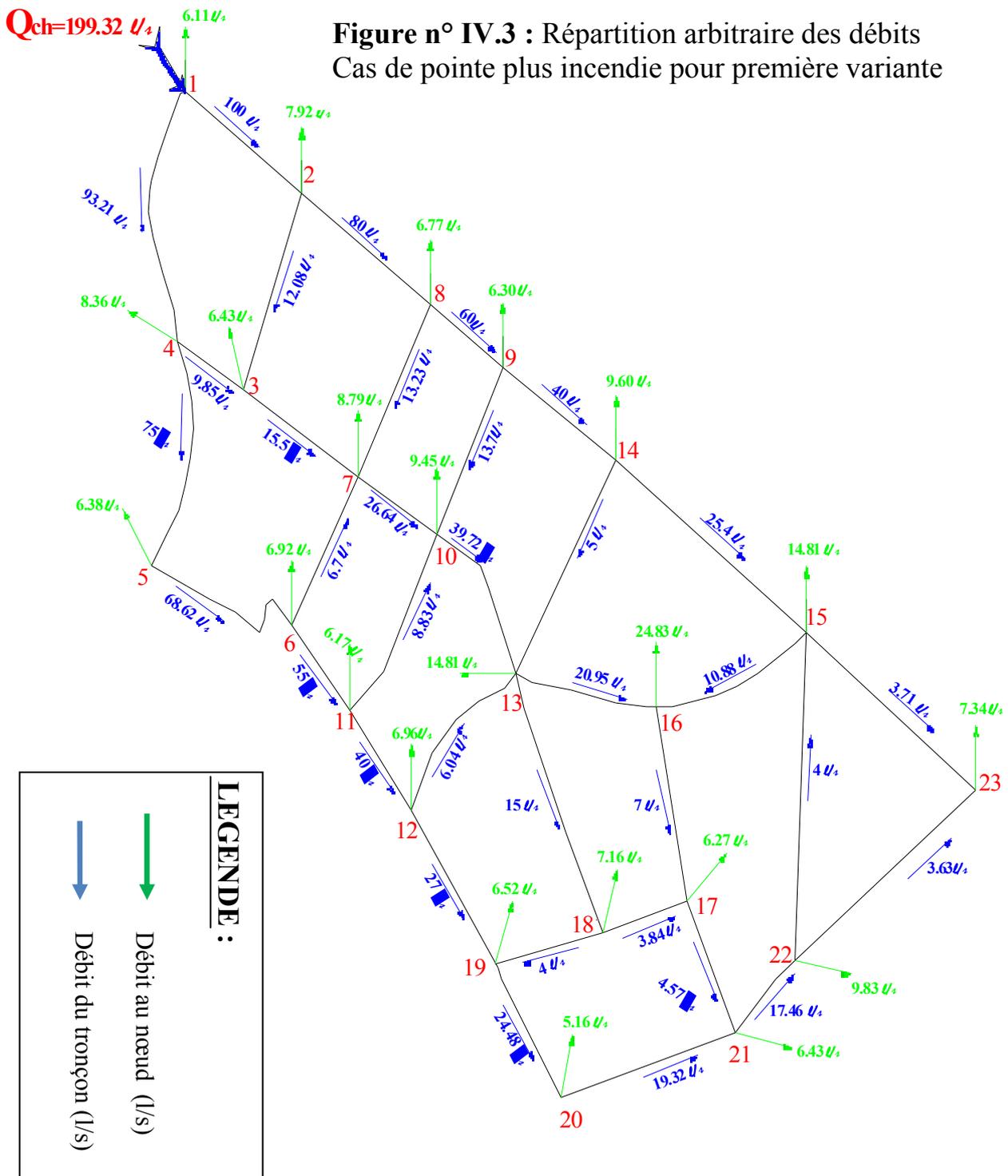


Figure n° IV.4 : Répartition arbitraire des débits
Cas de pointe pour la deuxième variante

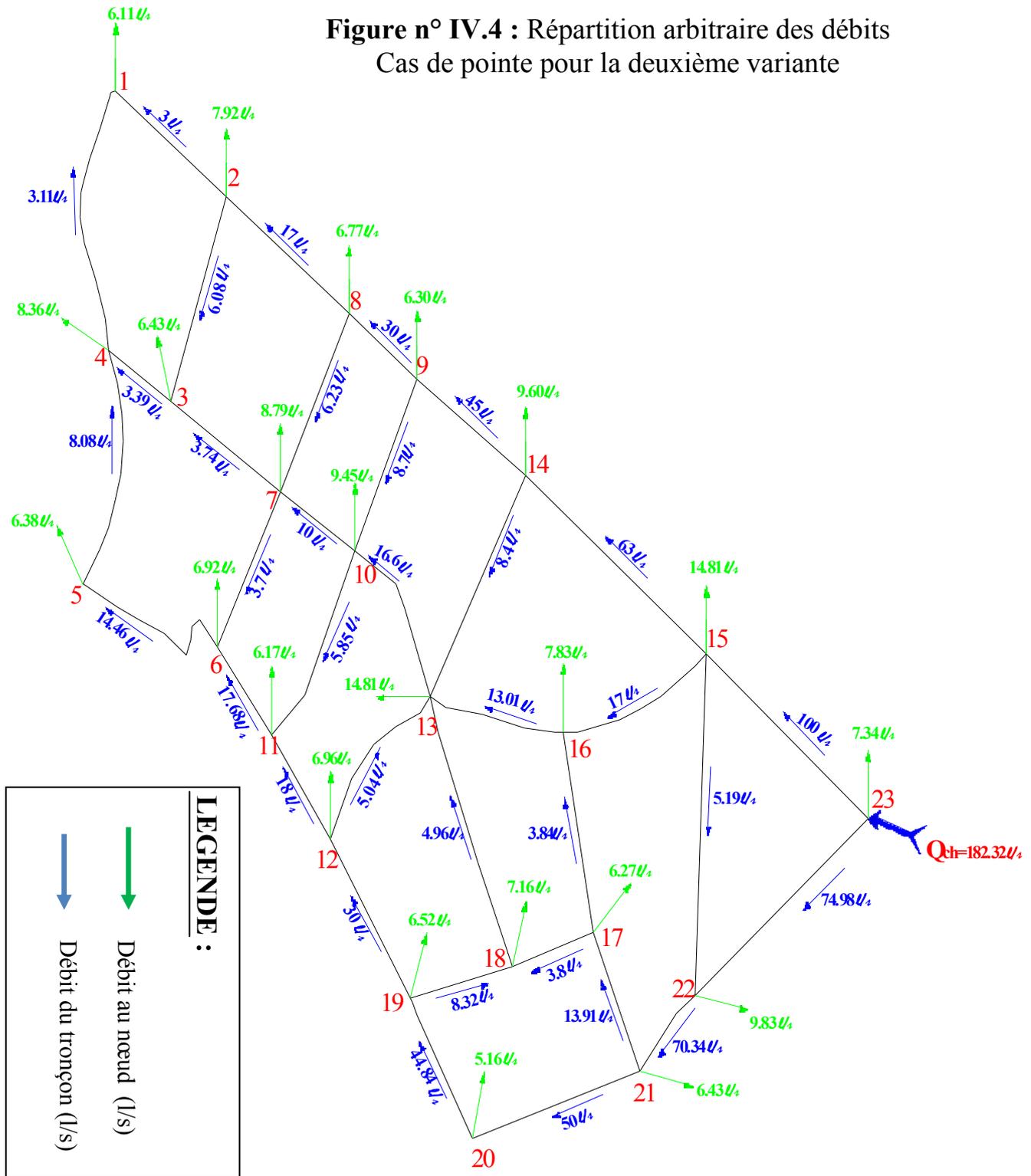
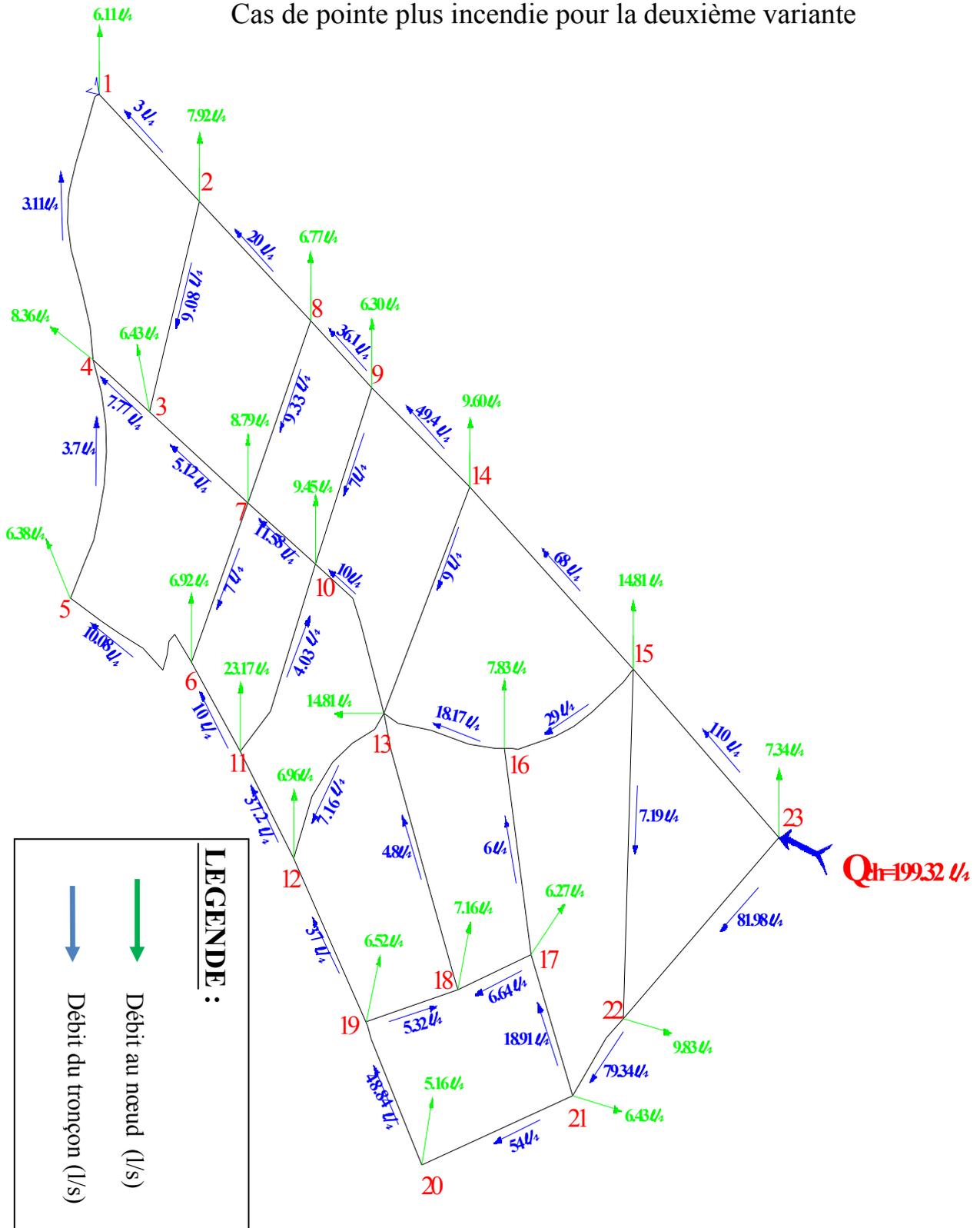


Figure n° IV.5 : Répartition arbitraire des débits
Cas de pointe plus incendie pour la deuxième variante



IV.6- Détermination des diamètres du réseau :

Les conduites du réseau sont dimensionnées à partir des débits maximaux horaires. Possédant les débits répartis préalablement, on peut choisir leurs diamètres avantageux correspondants (écoulement gravitaire), tout en respectant la fourchette de vitesse $0,5 \div 1,5$ m/s jusqu'à 2m/s en cas de pointe plus incendie.

Tableau N°IV.5 : détermination des diamètres avantageux du réseau pour la première variante

tronçons	cas de pointe	cas de pointe+inc	Qmax h (l/s)	longueur (m)	ΔH (m)	Diamètre Avantageux (mm)	D (mm) (normalise)	v (m/s)
1-2	111,21	125	125	245,09	5,95	239,68	400	1,00
2-3	9,29	8,08	9,29	304,79	7,74	90,57	110	0,98
4-3	6,64	6,85	6,85	130,73	2,01	89,86	90	1,08
1-4	65	68,21	68,21	388,99	3,11	241,62	315	0,88
4-5	50	53	53	346,89	1,46	251,70	315	0,68
5-6	43,62	46,62	46,62	314,92	3,41	196,91	200	1,48
6-7	6,2	5,7	6,2	244,79	4,33	84,10	90	0,98
3-7	9,5	8,5	9,5	231,21	0,37	162,95	160	0,47
2-8	94	109	109	271,71	7,2	223,67	250	2,22
8-7	7,23	7,23	7,23	278,92	0,91	126,85	125	0,59
8-9	67	95	95	151,84	8,32	182,55	200	3,03
7-10	14,14	12,64	14,14	156,73	3,58	108,21	110	1,49
6-11	30,5	34	34	157,84	1,85	172,28	200	1,08
9-10	6,7	6,7	6,7	266,14	5,65	83,30	90	1,05
11-10	6,33	6,83	6,83	301,23	2,6	101,30	110	0,72
10-13	17,72	16,72	17,72	256,42	1,62	154,00	160	0,88
9-14	67	82	82	234,95	12,6	173,64	200	2,61
11-12	18	21	21	180,64	8,65	107,30	110	2,21
12-13	5	4,51	5	276,54	7,67	70,67	90	0,79

Tableau N°IV.5 : détermination des diamètres avantageux du réseau pour la première variante

Suite de tableau

tronçons	cas de pointe	cas de pointe+inc	Qmax h (l/s)	longueur (m)	ΔH (m)	Diamètre Avantageux (mm)	D (mm) (normalise)	v (m/s)
14-13	14,4	17,4	17,4	354,22	16,63	100,49	110	1,83
12-19	16,04	18,55	18,55	264,89	6,64	117,36	125	1,51
13-18	6,35	2,5	6,35	406,65	2,38	106,96	110	0,67
13-16	5,96	12,3	12,3	241,84	12,62	86,43	90	1,93
14-15	43	55	55	406,66	4,9	204,72	200	1,75
16-15	7,5	15	15	281,51	8,91	103,30	110	1,58
16-17	5,63	2,47	5,63	288,16	8,91	72,18	90	0,89
15-22	6	7	7	480,14	12,1	81,68	90	1,10
18-17	6,19	2,36	6,19	150,98	6,09	70,72	90	0,97
18-19	7	2,3	7	185,42	1,35	105,94	110	0,74
19-20	2,52	9,73	9,73	225,79	3,26	103,71	110	1,02
20-21	2,64	4,57	4,57	309,61	5,45	75,18	90	0,72
17-21	5,55	6,16	6,16	210,73	3,97	82,79	90	0,97
21-22	3,52	8,02	8,02	146,14	1,75	100,39	110	0,84
22-23	7,35	10,85	10,85	393,37	7,27	102,54	110	1,14
15-23	14,69	18,19	18,19	367,32	4,83	133,37	160	0,91
R-1	182,32	182,32	182,32	2594,43	38,39	305,81	400	1,45

Tableau N°IV.6 : détermination des diamètres avantageux du réseau
pour la deuxième variante

tronçons	cas de pointe	cas de pointe+inc	Qmax h (l/s)	longueur (m)	ΔH (m)	Diamètre avantageux (mm)	D (mm) (normalise)	v (m/s)
1-2	3	3	3	245,09	5,95	60,13	90	0,47
2-3	6,08	9,08	9,08	304,79	7,74	89,81	90	1,43
4-3	3,39	7,77	7,77	130,73	2,01	94,16	90	1,22
1-4	3,11	3,11	3,11	388,99	3,11	76,90	90	0,49
4-5	8,08	3,7	8,08	346,89	1,46	125,32	125	0,66
5-6	14,46	10,08	14,46	314,92	3,41	127,58	125	1,18
6-7	3,7	7	7	244,79	4,33	87,97	90	1,10
3-7	3,74	5,12	5,12	231,21	0,37	129,58	125	0,42
2-8	17	20	20	271,71	7,2	119,28	160	1,00
8-7	6,23	9,33	9,33	278,92	0,91	139,43	160	0,46
8-9	30	36,1	36,1	151,84	8,32	127,52	200	1,15
7-10	10	11,58	11,58	156,73	3,58	100,49	110	1,22
6-11	17,68	10	17,68	157,84	1,85	135,19	160	0,88
9-10	8,7	7	8,7	266,14	5,65	91,77	90	1,37
11-10	5,85	4,03	5,85	301,23	2,6	95,65	90	0,92
10-13	16,6	10	16,6	256,42	1,62	150,32	160	0,83
9-14	45	49,4	49,4	234,95	12,6	143,90	200	1,57
11-12	18	37,2	37,2	180,64	8,65	132,64	200	1,18
12-13	5,04	7,16	7,16	276,54	7,67	80,73	90	1,13
14-13	8,4	9	9	354,22	16,63	78,70	110	0,95
12-19	30	37	37	264,89	6,64	151,60	200	1,18
13-18	4,96	4,8	4,96	406,65	2,38	97,60	110	0,52

Tableau N°IV.6 : détermination des diamètres avantageux du réseau pour la deuxième variante
suite de tableau

tronçons	cas de pointe	cas de pointe+inc	Qmax h (l/s)	longueur (m)	ΔH (m)	Diamètre avantageux (mm)	D (mm) (normalise)	v (m/s)
13-16	13,01	18,17	18,17	241,84	12,62	99,88	160	0,90
14-15	63	68	68	406,66	4,9	221,48	250	1,39
16-15	17	20	20	281,51	8,91	114,93	160	1,00
16-17	3,84	6	6	288,16	8,91	73,91	90	0,94
15-22	5,19	7,19	7,19	480,14	12,1	82,49	90	1,13
18-17	3,8	6,64	6,64	150,98	6,09	72,58	90	1,04
18-19	8,32	5,32	8,32	185,42	1,35	112,95	110	0,88
19-20	44,84	48,84	48,84	225,79	3,26	188,62	250	1,00
20-21	50	54	54	309,61	5,45	187,81	250	1,10
17-21	13,91	18,91	18,91	210,73	3,97	125,49	160	0,94
21-22	70,34	79,34	79,34	146,14	1,75	234,82	315	1,02
22-23	74,98	81,98	81,98	393,37	7,27	217,03	315	1,05
15-23	100	110	110	367,32	4,83	259,91	315	1,41
R-23	182,32	182,32	182,32	4584,43	22,98	383,64	400	1,45

IV.7- Calcul des paramètres hydrauliques par l'Epanet [6] :

Pour le calcul des paramètres hydrauliques du réseau, on a introduit les données nécessaires, pour les deux cas de fonctionnement :

- Cas de pointe ;
- Cas de pointe plus incendie.

IV.7.1-Présentation du logiciel de calcul Epanet [6]:

Epanet est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique et également d'un point de vue qualité de l'eau.

IV.7.2- Etapes d'utilisation d'Epanet [6]:

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

- Dessiner un réseau représentant le système de distribution.
- Saisir les propriétés des éléments du réseau (nœuds et tronçons).
- Lancer une simulation hydraulique.
- visualiser les résultats de la simulation (sous forme de tableaux ou de schémas).

IV.7.3-Formule utilisée :

La perte de charge peut être calculée en utilisant la formule de

Darcy Weisbach :

$$\Delta H = \frac{\lambda L V^2}{2gD}$$

Avec

ΔH : perte de charge.

V : vitesse de l'écoulement (m/s)

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

D : diamètre (m) .

λ : Coefficient de frottement dépend du régime d'écoulement.

$$\lambda = f(\varepsilon, D, Q).$$

ε : rugosité absolue (mm) de la conduite.

IV.7.4-Les résultats de calcul hydraulique :

Les résultats de calcul hydraulique obtenus par l'Epanet sont représentés dans les tableaux et les schémas suivants :

a- La première variante :

1- Cas de pointe :

Tableau N° IV.7 : état des nœuds du réseau

N° de noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	L/S	m	m
1	81,28	6,11	119,53	38,25
2	87,23	7,92	119,26	32,03
3	80,03	6,77	118,57	38,54
4	88,35	6,3	118,3	29,95
5	100,95	9,6	117,52	16,57
6	105,85	14,81	115,37	9,52
7	101,02	7,34	113,41	12,39
8	93,75	9,83	112,21	18,46
9	92	6,43	112,36	20,36
10	86,55	5,16	113,63	27,08
11	96,94	7,83	114,22	17,28
12	84,32	14,81	115,18	30,86
13	88,03	6,27	113,49	25,46
14	81,94	7,16	113,99	32,05
15	83,29	6,52	114,53	31,24
16	76,65	6,96	116,28	39,63
17	85,3	6,17	117,22	31,92
18	82,7	9,45	115,99	33,29
19	79,12	8,79	116,91	37,79
20	79,49	6,43	117,79	38,3
21	81,5	8,36	118,6	37,1
22	80,04	6,38	118,05	38,01
23	83,45	6,92	117,65	34,2
25	123	169,4	129	6

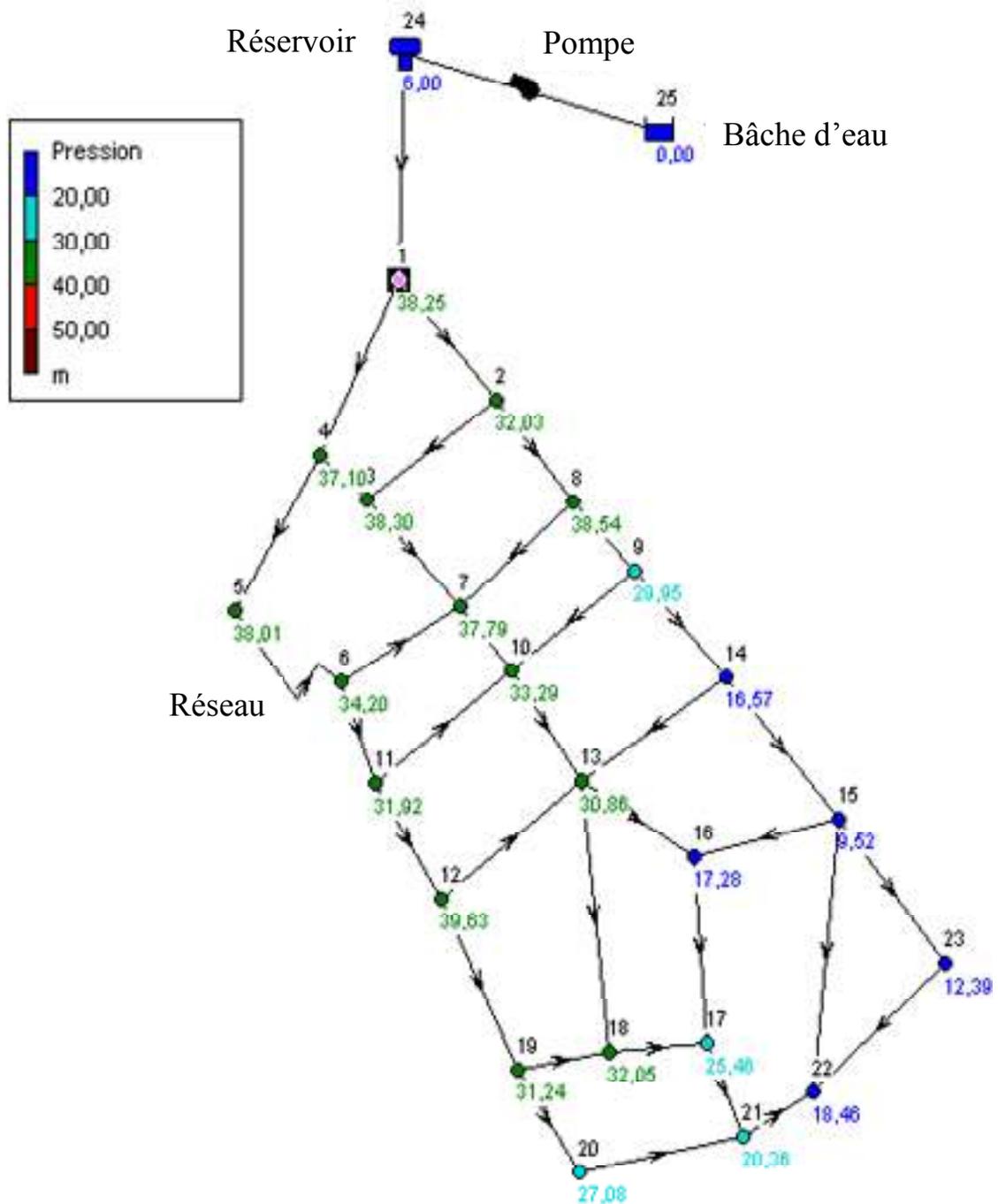


Figure IV.6 : les valeurs des pressions dans chaque nœud de réseau en cas de pointe pour la 1^{ère} variante

Tableau N° IV.8 : Calcul des paramètres hydrauliques « Cas de pointe»

N° de tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
1	245,09	400	97,05	0,77	1,09
2	304,79	110	7,07	0,74	4,82
3	130,73	110	8,12	0,85	6,17
4	388,99	315	79,16	1,02	2,39
5	346,89	315	62,69	0,8	1,56
6	314,92	315	56,31	0,72	1,29
7	244,79	90	3,18	0,5	3,03
8	231,21	125	8,75	0,71	3,83
9	271,71	315	82,06	1,05	2,55
10	278,92	110	-7,95	0,84	5,95
11	151,84	315	67,34	0,86	1,78
12	156,73	125	11,1	0,9	5,86
13	157,84	250	46,21	0,94	2,74
14	301,23	90	3,76	0,59	4,08
15	266,14	110	9,81	1,03	8,67
16	234,95	250	51,22	1,04	3,3
17	256,42	160	15,21	0,76	3,16
18	180,64	200	36,28	1,15	5,18
19	276,54	110	-6,36	0,67	3,98
20	354,22	90	4,93	0,77	6,61
21	406,66	200	36,7	1,17	5,29

Tableau N° IV.8 : Calcul des paramètres hydrauliques « Cas de pointe»

Suite de tableau

22	241,84	110	6,33	0,67	3,96
23	406,65	110	5,36	0,56	2,93
24	264,89	160	22,96	1,14	6,63
25	185,42	125	7,51	0,61	2,91
26	150,98	110	5,71	0,6	3,29
27	288,16	110	4,94	0,52	2,54
28	281,51	110	6,44	0,68	4,08
29	367,32	125	10,53	0,86	5,33
30	480,14	90	4,92	0,77	6,58
31	393,37	90	3,19	0,5	3,05
32	146,14	90	-1,72	0,27	1,03
33	210,73	90	4,38	0,69	5,36
34	309,61	90	-3,77	0,59	4,1
35	225,79	125	8,93	0,73	3,97
36	2746,93	400	182,32	1,45	3,45

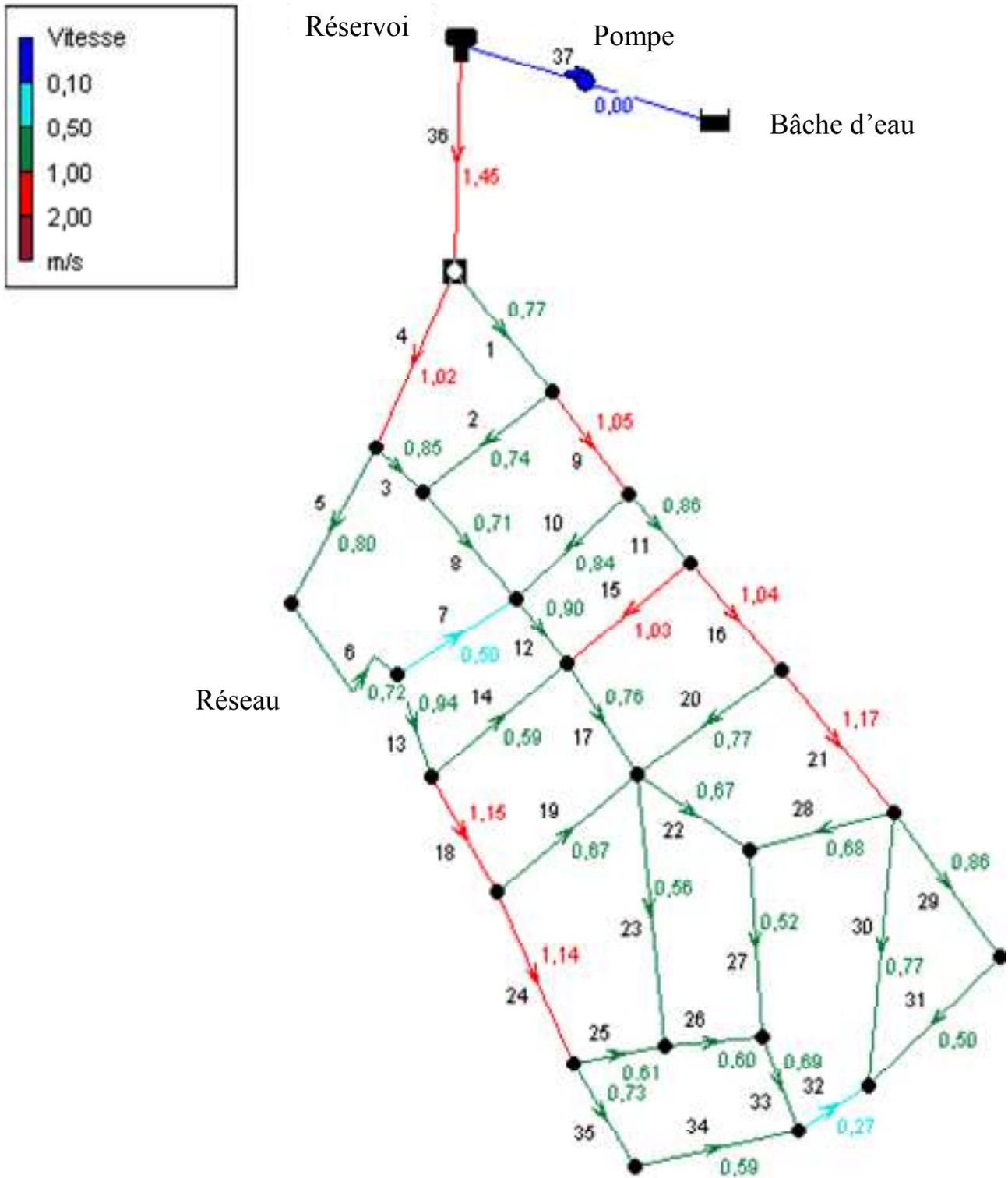


Figure IV.7 : les valeurs des vitesses dans les tronçons en cas de pointe pour la 1^{ère} variante

2- Cas de pointe + incendie :

Tableau N° IV.9 : état des nœuds du réseau

N° de noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
1	81,28	6,11	119,85	38,57
2	87,23	7,92	119,53	32,3
8	80,03	6,77	118,69	38,66
9	88,35	6,3	118,35	30
14	100,95	9,6	117,37	16,42
15	105,85	14,81	114,5	8,65
23	101,02	7,34	112,34	11,32
22	93,75	9,83	110,74	16,99
21	92	6,43	110,76	18,76
20	86,55	5,16	112,51	25,96
16	96,94	24,83	111,15	14,21
13	84,32	14,81	114,19	29,87
17	88,03	6,27	111,2	23,17
18	81,94	7,16	112,54	30,6
19	83,29	6,52	113,54	30,25
12	76,65	6,96	115,87	39,22
11	85,3	6,17	117,08	31,78
10	82,7	9,45	115,45	32,75
7	79,12	8,79	116,74	37,62
3	79,49	6,43	117,84	38,35
4	81,5	8,36	118,76	37,26
5	80,04	6,38	118,11	38,07
6	83,45	6,92	117,62	34,17

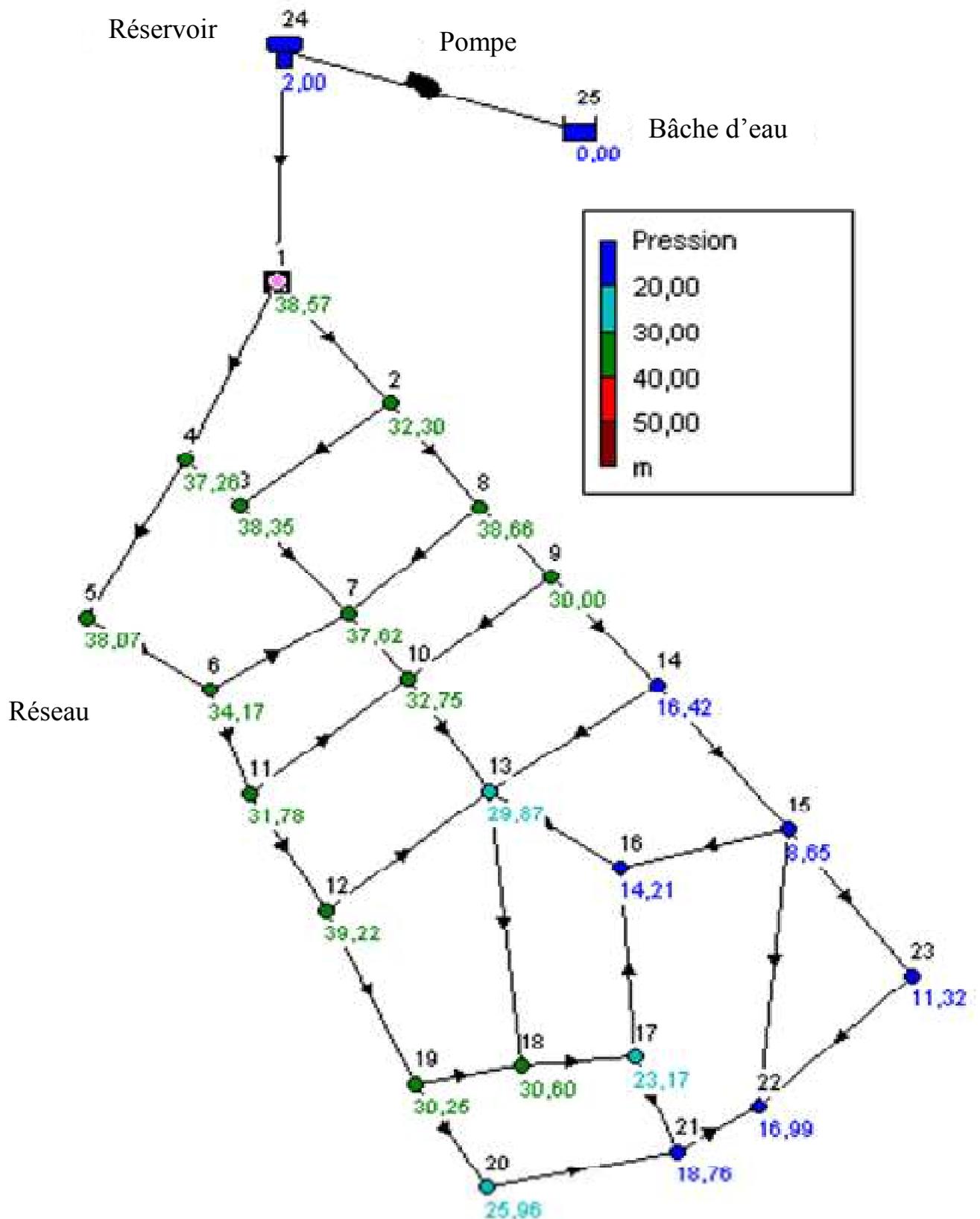


Figure IV.8 : les valeurs des pressions dans chaque nœud de réseau en cas de pointe+incendie pour la 1^{ère} variante

Tableau N° IV.10 : Calcul des paramètres hydrauliques
« Cas de pointe+inc»

N° de tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge
	m	mm	L/S	m/s	Unit. m/km
1	245,09	400	106,94	0,85	1,3
2	304,79	110	7,64	0,8	5,53
3	130,73	110	8,73	0,92	7,03
4	388,99	315	86,27	1,11	2,79
5	346,89	315	69,19	0,89	1,87
6	314,92	315	62,81	0,81	1,57
7	244,79	90	3,51	0,55	3,61
8	231,21	125	9,93	0,81	4,8
9	271,71	315	91,38	1,17	3,1
10	278,92	110	-8,71	0,92	7
11	151,84	315	75,9	0,97	2,21
12	156,73	125	13,36	1,09	8,18
13	157,84	250	52,38	1,07	3,44
14	301,23	90	4,4	0,69	5,39
15	266,14	110	11,14	1,17	10,89
16	234,95	250	58,46	1,19	4,2
17	256,42	160	19,45	0,97	4,91
18	180,64	200	41,81	1,33	6,7
19	276,54	110	-8,03	0,84	6,05
20	354,22	90	5,84	0,92	8,95
21	406,66	200	43,02	1,37	7,05
22	241,84	110	12,06	1,27	12,58
23	406,65	110	6,44	0,68	4,08
24	264,89	160	26,82	1,33	8,78

Tableau N° IV.10 : Calcul des paramètres hydrauliques
« Cas de pointe+inc»

Suite de tableau

25	185,42	125	10,63	0,87	5,43
26	150,98	110	-9,91	1,04	8,84
27	288,16	110	-1,07	0,11	0,17
28	281,51	110	11,69	1,23	11,88
29	367,32	125	11,1	0,9	5,86
30	480,14	90	5,42	0,85	7,83
31	393,37	90	3,76	0,59	4,09
32	146,14	90	-0,65	0,1	0,19
33	210,73	90	2,57	0,4	2,08
34	309,61	90	-4,51	0,71	5,64
35	225,79	125	9,67	0,79	4,57
36	2746,93	400	199,32	1,59	4,06

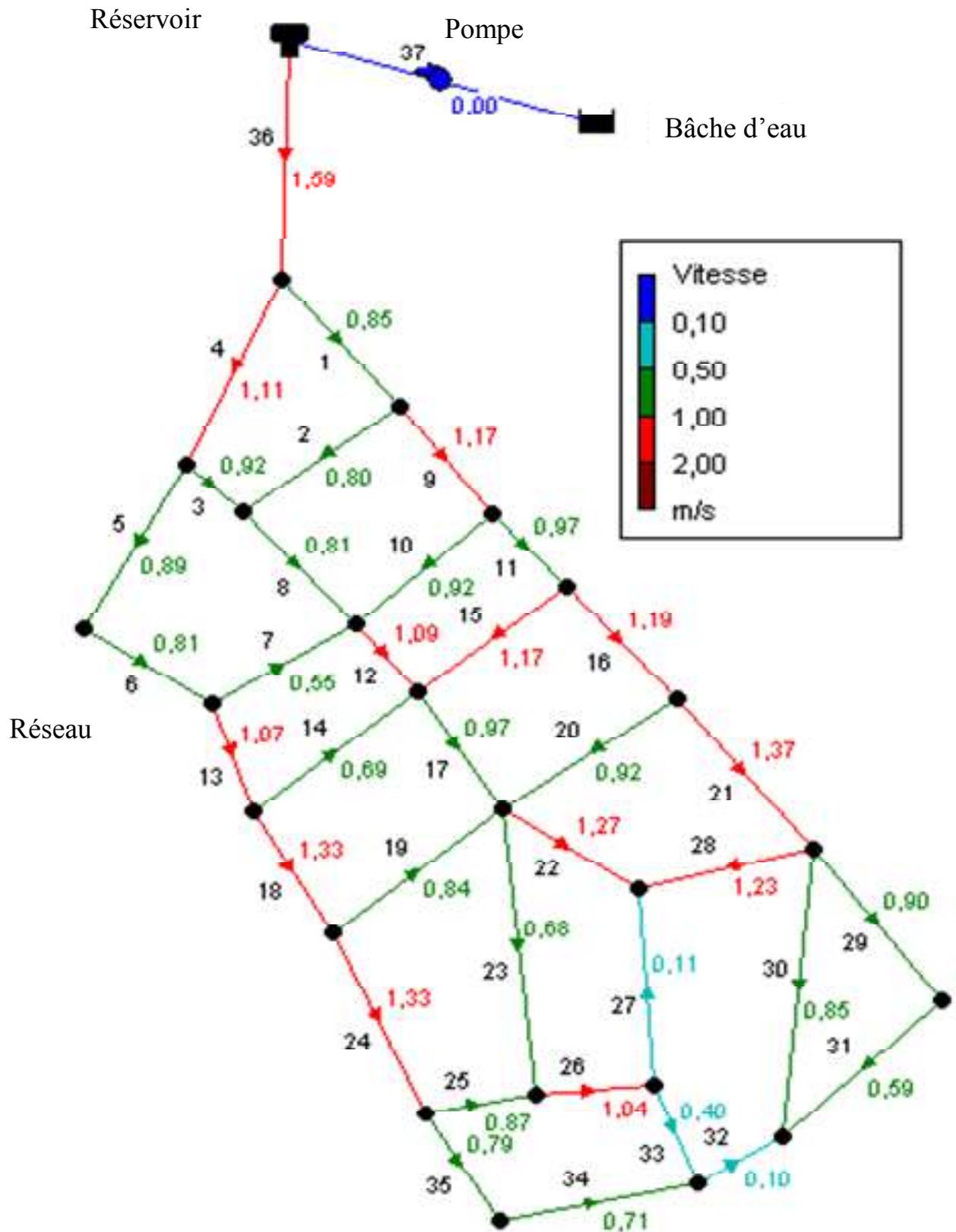


Figure IV.9 : les valeurs des vitesses dans les tronçons en cas de pointe+incendie pour la 1^{ère} variante

b- La deuxième variante :**1- Cas de pointe :****Tableau N° IV.11 : état des nœuds du réseau**

N° de noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
1	81,28	6,11	117,02	35,74
2	87,23	7,92	118,64	31,41
3	79,49	6,43	116,89	37,4
4	81,5	8,36	116,35	34,85
5	80,04	6,38	116,93	36,89
6	83,45	6,92	118,1	34,65
7	79,12	8,79	118,86	39,74
8	80,03	6,77	120,15	40,12
9	88,35	6,3	120,98	32,63
10	82,7	9,45	119,66	36,96
11	85,3	6,17	118,88	33,58
12	76,65	6,96	119,33	42,68
13	84,32	14,81	120,22	35,9
14	100,95	9,6	121,26	20,31
15	105,85	14,81	123,69	17,84
16	96,94	7,83	120,84	23,9
17	88,03	6,27	121,79	33,76
18	81,94	7,16	120,69	38,75
19	83,29	6,52	121,19	37,9
20	86,55	5,16	122,8	36,25
21	92	6,43	123,87	31,87
22	93,75	9,83	124,02	30,27
23	101,02	7,34	124,22	23,2

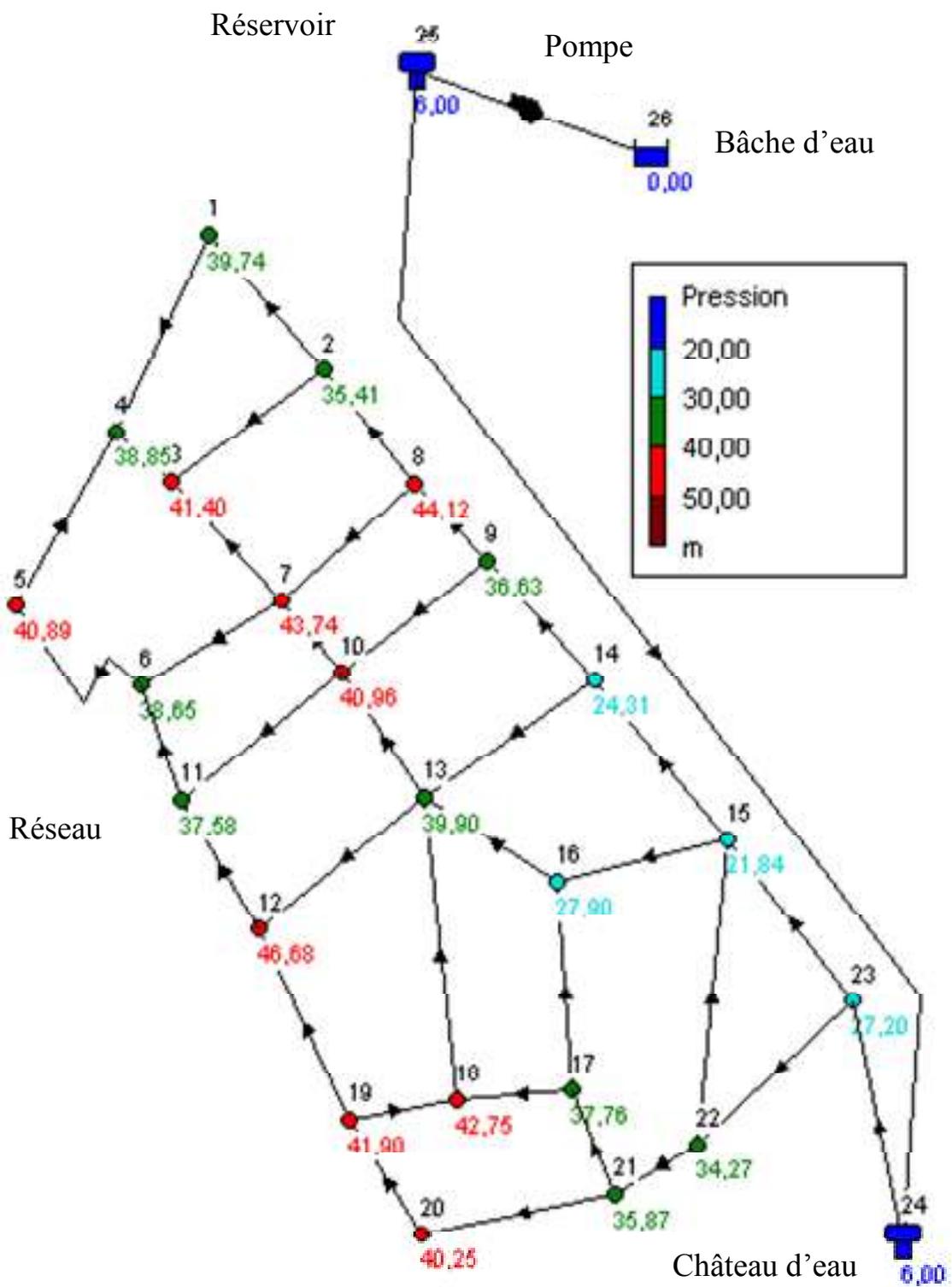


Figure IV.10 : les valeurs des pressions dans chaque nœud de réseau en cas de pointe pour la 2^{ème} variante

Tableau N° IV.12 : Calcul des paramètres hydrauliques « Cas de pointe »

N° de tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge
	m	mm	LPS	m/s	Unit. m/km
1	245,09	110	8,42	0,89	6,59
2	304,79	90	4,54	0,71	5,72
3	130,73	90	3,79	0,6	4,14
4	388,99	90	-2,31	0,36	1,72
5	346,89	90	2,26	0,36	1,66
6	314,92	125	-8,64	0,7	3,74
7	244,79	110	5,52	0,58	3,09
8	231,21	90	5,68	0,89	8,51
9	271,71	160	20,88	1,04	5,58
10	278,92	125	9,74	0,79	4,63
11	151,84	200	37,39	1,19	5,47
12	156,73	125	10,25	0,83	5,07
13	157,84	125	10,04	0,82	4,9
14	301,23	90	2,91	0,46	2,59
15	266,14	125	10,14	0,83	4,99
16	234,95	315	-53,84	0,69	1,19
17	256,42	160	12,46	0,62	2,2
18	180,64	160	13,3	0,66	2,48
19	276,54	125	-7,98	0,65	3,24
20	354,22	125	7,55	0,62	2,94
21	406,66	250	70,98	1,45	5,97
22	241,84	200	24,55	0,78	2,56
23	406,65	110	3,15	0,33	1,15
24	264,89	125	12,28	1	7,03

Tableau N° IV.12 : Calcul des paramètres hydrauliques « Cas de pointe»

Suite de tableau

N° de tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.
	m	mm	LPS	m/s	m/km
25	185,42	110	5,1	0,54	2,69
26	150,98	90	5,21	0,82	7,31
27	288,16	90	-3,35	0,53	3,3
28	281,51	160	29,03	1,44	10,13
29	367,32	400	112,46	0,89	1,43
30	480,14	110	-2,36	0,25	0,69
31	393,37	400	62,52	0,5	0,49
32	146,14	315	50,32	0,65	1,05
33	210,73	125	14,83	1,21	9,86
34	309,61	200	29,06	0,93	3,47
35	225,79	160	23,9	1,19	7,13
36	227,0114	400	182,32	1,45	3,45
38	4605,49	315	56,68	0,73	1,3

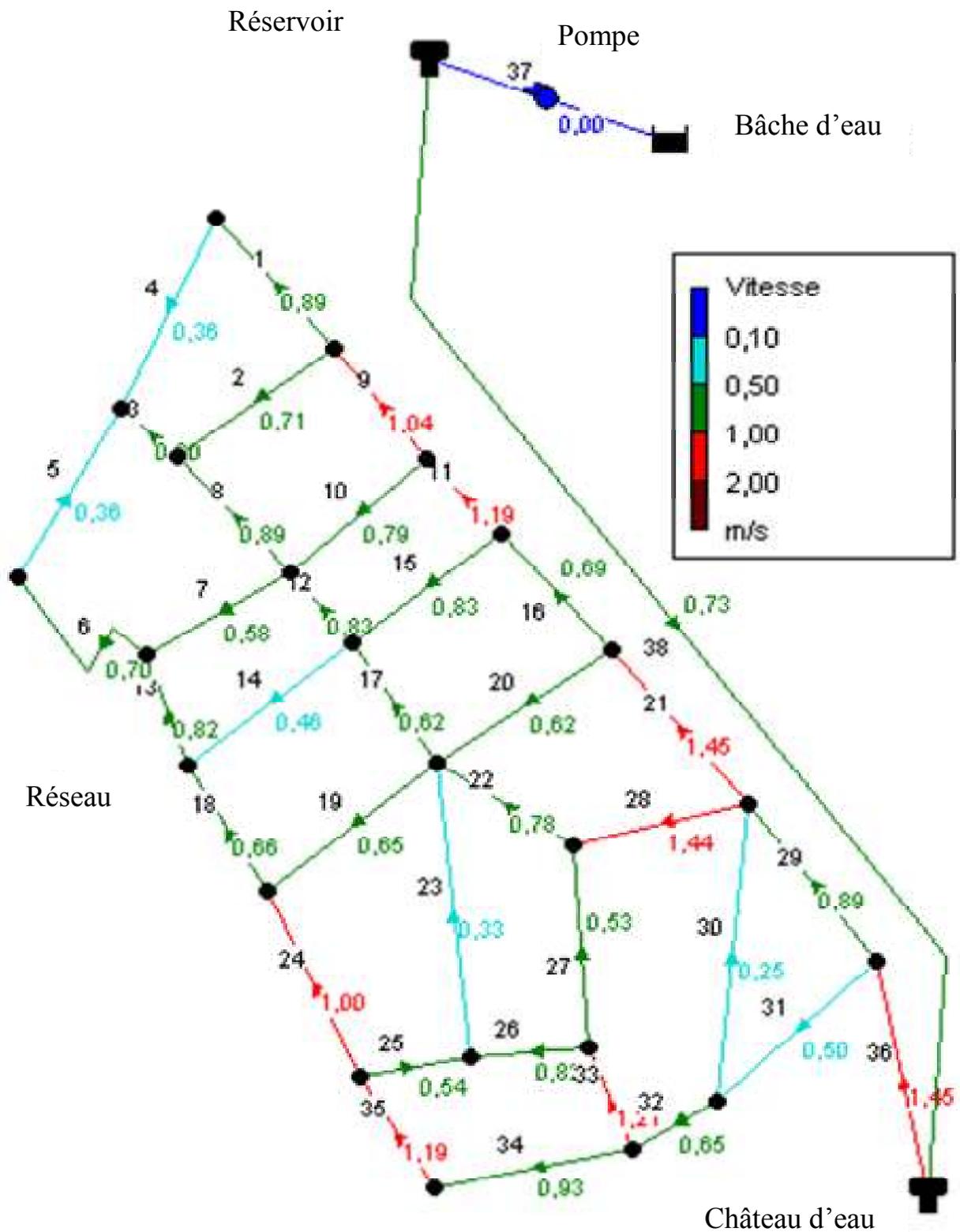


Figure IV.11 : les valeurs des vitesses dans les tronçons en cas de pointe pour la 2^{ème} variante

2- Cas de pointe+incendie :

Tableau N° IV.13 : état des nœuds du réseau

N° de noeud	Altitude	Demande	Charge	Pression
	m	LPS	m	m
1	81,28	6,11	115,65	34,37
2	87,23	7,92	117,52	30,29
3	79,49	6,43	115,32	35,83
4	81,5	8,36	114,58	33,08
5	80,04	6,38	114,67	34,63
6	83,45	6,92	115,52	32,07
7	79,12	8,79	117,34	38,22
8	80,03	6,77	119,22	39,19
9	88,35	6,3	120,2	31,85
10	82,7	9,45	118,32	35,62
11	85,3	23,17	115,76	30,46
12	76,65	6,96	116,92	40,27
13	84,32	14,81	119,05	34,73
14	100,95	9,6	120,54	19,59
15	105,85	14,81	123,46	17,61
16	96,94	7,83	119,88	22,94
17	88,03	6,27	121,18	33,15
18	81,94	7,16	119,7	37,76
19	83,29	6,52	120,15	36,86
20	86,55	5,16	122,3	35,75
21	92	6,43	123,66	31,66
22	93,75	9,83	123,85	30,1
23	101,02	7,34	124,08	23,06

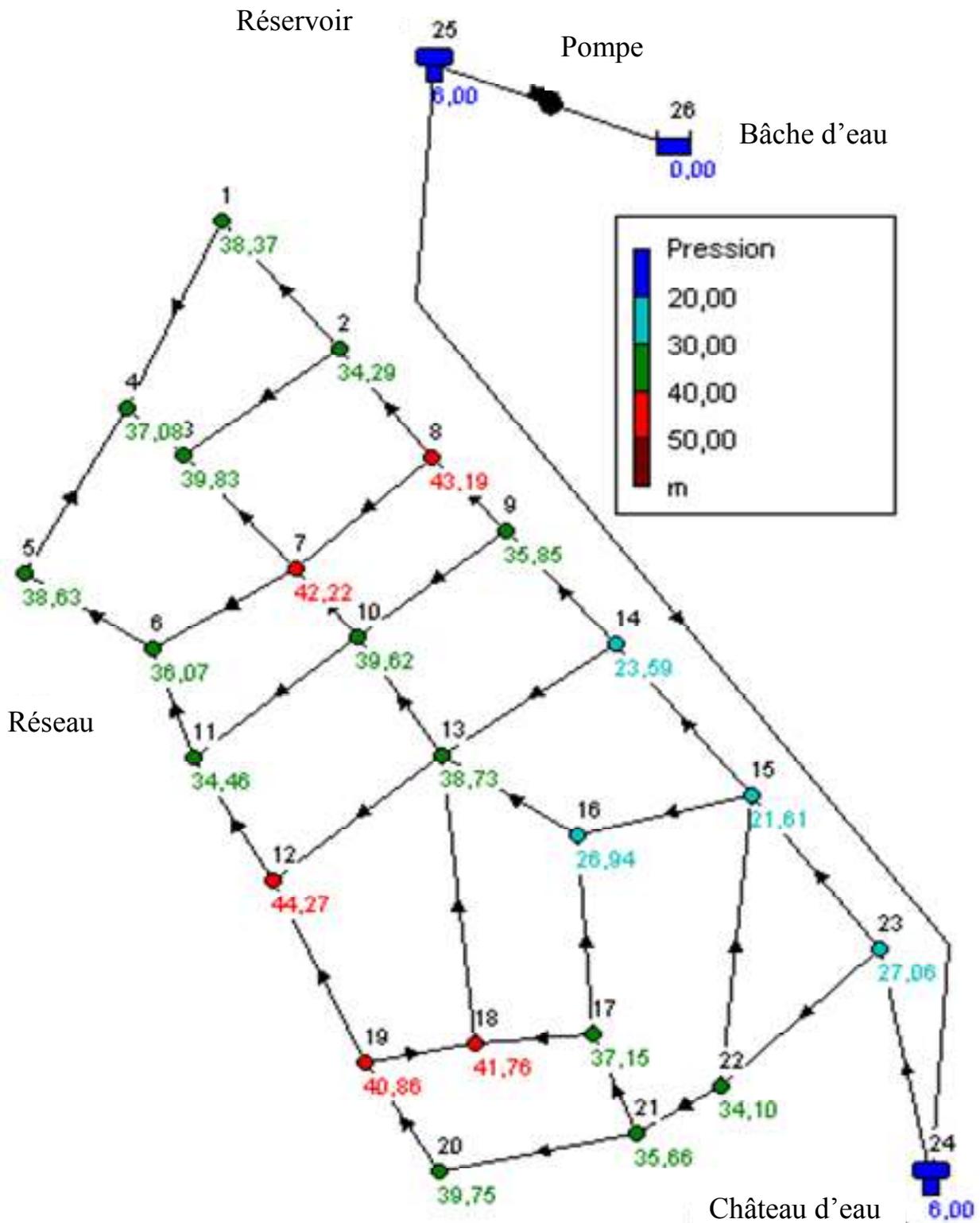


Figure IV.12 : les valeurs des pressions dans chaque nœud de réseau en cas de pointe+incendie pour la 2^{ème} variante

Tableau N° IV.14: Calcul des paramètres hydrauliques
« Cas de pointe+inc»

N° de tronçon	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge
	m	mm	LPS	m/s	Unit.
1	245,09	110	9,13	0,96	7,62
2	304,79	90	5,18	0,81	7,24
3	130,73	90	4,52	0,71	5,66
4	388,99	90	-3,02	0,47	2,77
5	346,89	90	0,82	0,13	0,28
6	314,92	125	7,2	0,59	2,7
7	244,79	110	8,99	0,95	7,41
8	231,21	90	5,76	0,91	8,74
9	271,71	160	22,24	1,11	6,25
10	278,92	125	12,01	0,98	6,75
11	151,84	200	41,02	1,31	6,47
12	156,73	125	11,53	0,94	6,27
13	157,84	125	5,13	0,42	1,48
14	301,23	90	-5,68	0,89	8,51
15	266,14	125	12,32	1	7,07
16	234,95	315	-59,64	0,77	1,43
17	256,42	160	14,33	0,71	2,83
18	180,64	160	22,62	1,13	6,45
19	276,54	125	-12,91	1,05	7,69
20	354,22	125	9,23	0,75	4,21
21	406,66	250	78,47	1,6	7,17
22	241,84	200	29,01	0,92	3,45
23	406,65	110	3,81	0,4	1,6
24	264,89	125	16,68	1,36	12,2

Tableau N° IV.14: Calcul des paramètres hydrauliques
« Cas de pointe+inc»

Suite de tableau

25	185,42	110	4,83	0,51	2,44
26	150,98	90	6,13	0,96	9,79
27	288,16	90	-3,98	0,63	4,49
28	281,51	160	32,87	1,63	12,69
29	367,32	400	123,53	0,98	1,7
30	480,14	110	-2,62	0,28	0,82
31	393,37	400	68,45	0,54	0,58
32	146,14	315	56	0,72	1,28
33	210,73	125	16,38	1,33	11,8
34	309,61	200	33,19	1,06	4,41
35	225,79	160	28,03	1,39	9,51
36	227,0114	400	199,32	1,59	4,06
38	4605,49	315	56,68	0,73	1,3

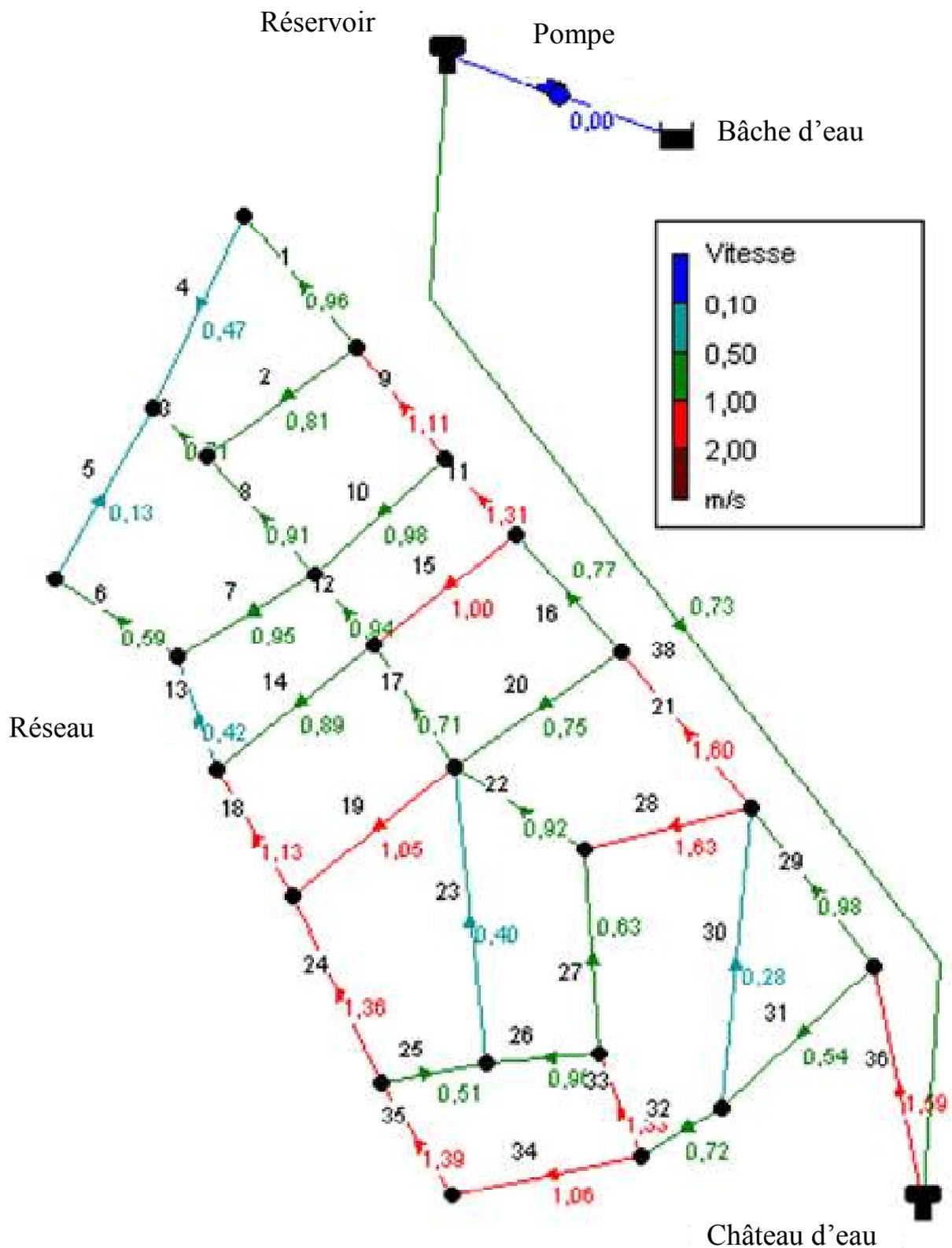


Figure IV.13 : les valeurs des vitesses dans les tronçons en ca de pointe+incendie pour la 2^{ème} variante

IV.7.5- Interprétation :

La première variante à un seul réservoir, une addiction moyennent faible, pression meilleur, vitesse acceptable appart quelle que tronçons

La deuxième variante à deux réservoirs, une addiction supérieure a la première et reste les pressions, les vitesses acceptable appart quelle que tronçons.

Donc économiquement la première variante c'est la meilleur.

IV.8- Equipement du réseau de distribution :**IV.8.1- Type de canalisations :**

Le réseau de distribution est constitué d'un assemblage de tuyaux en PEHD de longueur qui peut atteindre 6 m pour les grands diamètres et des roulant pour les petites diamètres. L'épaisseur est de 14mm à 18 mm. les diamètre utilises dans notre réseau variant entre 90 mm et 400mm

IV.8.2- Appareil et accessoires du réseau :

Essayons de faire un dénombrement sommaire sur les accessoires qui peuvent être utilises pour l'équipement de notre réseau

a- Les robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement leur rôle est de permettent l'isolement des tronçons du réseau de distribution lors de leur réparation et permettent aussi la régularisation des débits.

b- Poteaux d'incendie :

Ils doivent être raccordés sur des conduites capables d'assurer un débit de 17 l/s et une pression de 1 bar.

c- Les cônes :

Permettent le raccordement des conduites ayant des diamètres différents, ils peuvent être placés au niveau de l'emplacement des robinets vannes et d'autre accessoires.

d- Les Tés et les croix :

Permettent le raccordement des canalisations secondaires à la canalisation principale.

e- Les coudes :

Ce sont des pièces utilisées dans le cas de changement de la direction

f- Robinets de décharge :

Ce sont des robinets places aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange a l'intérieur d'un regard en maçonnerie

g- Les compteurs :

Le réseau de distribution nécessite l'emplacement des compteurs qui seront installés en des points adéquats, et servent l'évaluation du rendement du réseau de distribution et le contrôle de la consommation.

h- Les ventouses :

Nous prévoyons des ventouses aux endroits de chaque point haut pour éliminer les cantonnements d'air car la présence d'air peut occasionner la coupure de la veine liquide

Conclusion :

D'après le calcul si dessus on à étudié deux variantes et choisi l'une qui est la meilleur techniquement et économiquement.

CHAPITRE V



DIMENTIONNEMENT DE RESERVOIR

CHAPITRE V : LE RESERVOIR

Introduction :

La demande en eau varie au cours de la journée (ex : elle est plus importante le matin ou le soir). L'eau est donc stockée dans des réservoirs ou châteaux d'eau. Ces ouvrages fonctionnent sur le principe des vases communicants (lorsque l'on verse un liquide dans deux récipients communiquant entre eux, le niveau de liquide sera le même dans les 2 récipients).

Ces constructions sont généralement situées sur un point haut du relief pour assurer une pression suffisante aux consommateurs.

V.1- Généralités :

Lorsque les besoins journaliers sont supérieurs au volume d'eau produit par la source en 24 heures, il est nécessaire de construire un réservoir de stockage. Le principe est de stocker l'eau sur les périodes où la demande des populations est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente.

Les réservoirs sont des ouvrages dont la durée de vie est généralement assez étendue.

Ils trouvent le plus souvent leur défaillance dans des insuffisances au niveau de leur conception.

Ces raisons montrent l'importance qu'il convient d'accorder à la phase de conception de l'ouvrage.

Un ouvrage bien conçu sera facile à exploiter et requerra des travaux d'entretien faciles et simples.

La conception des réservoirs doit impérativement tenir compte des deux facteurs suivants :

Conserver la qualité de l'eau stockée.

Faciliter les conditions d'exploitation et d'entretien.

V.2- Rôle et fonctions des réservoirs :

Le rôle des réservoirs a sensiblement changé au cours du temps, servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction.

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

V.2.1- Fonctions techniques des réservoirs :

- régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant ;
- sécurité d'approvisionnement ;
- régulation de la pression ;
- simplification de l'exploitation ;

V.2.2- Fonctions économiques:

Puisque les trois réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y aura réduction des dépenses d'énergie.

V.3- Emplacement des réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes [3] :

- pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau haut par rapport à la prise d'eau, cas de nos réservoir.
- l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.

- la côte radiée doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réseau.
- l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par une pression suffisante.

V.4- Construction des réservoirs

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée, à cet effet. Seront choisis pour la construction du réservoir des matériaux durable.

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température.

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité seront prévus pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (insectes, rats...etc.).

Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

V.5- 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.

La détermination analytique de la capacité du réservoir d'alimentation exige deux régimes distincts :

- Le régime de consommation de notre agglomération caractérisée

par la courbe de consommation graphique N°-V-1

- Le régime d'apport d'eau à partir de la source vers le réservoir que nous avons fixé à raison de 20 heures d'apport du fait d'un captage divers de la source souterraine.
- En conséquence, la capacité sera déduite à partir des résidus entre le cumul d'apport et de départ d'eau pour chaque heure pendant 24 heures comme le montre le tableau N° V.1 en ajoutant bien entendu la réserve minimale destinée à l'incendie estimée 120 m³

Le volume utile est donnée par

$$V_u = \frac{P \% Q_{\max} \cdot j}{100}$$

P %: représente le maximum des restes de $Q_{\max j}$ en pourcentage (le maximum de Signe (-) plus le maximum de Signe (+)).

Le tableau suivant donne le calcul de la capacité du réservoir

Tableau V.1 : détermination de la capacité de réservoir

heures	consommation horaire de Qmaxj	régime de travail de la station	Arrivée de l'eau du réservoir	départ d'eau du réservoir	Reste d'eau dans le réservoir
h	%	%	%	%	%
0-1	1,46	0	-	1,46	5,61
1-2	1,46	0	-	1,46	4,14
2-3	1,46	0	-	1,46	2,68
3-4	1,46	0	-	1,46	1,21
4-5	2,44	5	2,56	-	3,77
5-6	3,42	5	1,58	-	5,35
6-7	4,39	5	0,61	-	5,96
7-8	5,96	5	-	0,96	5,00
8-9	6,69	5	-	1,69	3,30
9-10	6,10	5	-	1,10	2,20
10-11	6,10	5	-	1,10	1,10
11-12	6,10	5	-	1,10	0,00
12-13	4,88	5	0,12	-	0,12
13-14	4,88	5	0,12	-	0,24
14-15	5,37	5	-	0,37	-0,13
15-16	5,86	5	-	0,86	-0,99
16-17	6,45	5	-	1,45	-2,44
17-18	5,96	5	-	0,96	-3,40
18-19	4,88	5	0,12	-	-3,29
19-20	4,39	5	0,61	-	-2,68
20-21	3,91	5	1,09	-	-1,58
21-22	2,93	5	2,07	-	0,49
22-23	1,95	5	3,05	-	3,53
23-24	1,46	5	3,54	-	7,07
total	100	100	15,46	15,46	

La capacité totale de stockage nécessaire est calculée par la formule suivante :

$$V_r = P_{\max} \cdot Q_{\max,j} + V_{\text{inc}} \quad (\text{m}^3)$$

Avec :

V_r : volume du réservoir en m^3 ;

P_{\max} : résidu maximal en % ((+) + (-));

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;

V_{inc} : réserve d'incendie : La réserve d'incendie est par définition, le réserve minimale d'eau nécessaire pour l'extinction d'un incendie estimé pendant deux heures avec un débit moyen de 17 l/s, par conséquence ; cette réserve minimale à prévoir est de 120 m^3 .

Alors le volume total du réservoir est :

$$V_r = \frac{10.47 \times 9804.01}{100} + 120 = 1146.48 \text{ m}^3$$

$$V_r = 1146.48 \text{ m}^3$$

Remarque:

Le volume calculé est estimé à 1146.48 m^3 , donc pour des mesures de sécurité on prend le volume de réservoir à 1500 m^3 pour assurer le stockage et la distribution de l'eau de l'agglomération à long temps

V.6- Dimensionnement du réservoir :

On prendra un réservoir circulaire, les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$V = (\pi D^2 / 4) \cdot H \quad \text{donc} \quad D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}}$$

V : volume du réservoir (m^3)

D : diamètre du réservoir (m)

H : hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m)

Pour la hauteur « H » peut être variée entre (3 et 6) m cette hauteur peut atteindre 7 à 8 m dans les grands ouvrage [3].

Dans notre cas on peut prendre $H = 6\text{m}$

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4.1500}{\pi.6}} = 17.85 \text{ m}$$

Pour un diamètre normalisé on prend :

$$\mathbf{D = 20m}$$

V.7- Les équipements des réservoirs :

La cuve et la tour seront exécutées en béton armé,

La cuve doit être visitable et ventilée

la ventilation est facilitée par la présence de la cheminée d'accès qui comporte à sa partie supérieure des orifices à l'air libre obturés par des grillages

la chambre des vannes se situe au pied de la tour où se trouvent réunies les vannes

l'accès à la cuve s'effectue par une échelle qui longe les parois

V.7.1- Conduite d'adduction :

L'arrivée de la conduite d'adduction du réservoir peut être placée soit au fond de celui-ci, soit à la partie supérieure, d'où oxygénation de l'eau (figure N°1).

À son débouché dans le réservoir, la conduite s'obture quand l'eau atteint son niveau maximum.

L'obturation est assurée par un robinet flotteur si l'adduction est gravitaire, par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

V.7.2- Conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.20 m au dessus du radier afin d'éviter l'introduction des matières et sables décantés dans la cuve

V.7.3- Conduite du trop-plein :

La conduite du trop-plein est destinée à empêcher l'eau de dépasser le niveau maximal, elle se termine par un système simple bout à emboîtement.

L'extrémité de cette conduite doit être en forme de siphon afin d'éviter l'introduction de certains corps nocifs dans la cuve (Figure N°1).

V.7.4- Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine.

Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne (Figure N°1)

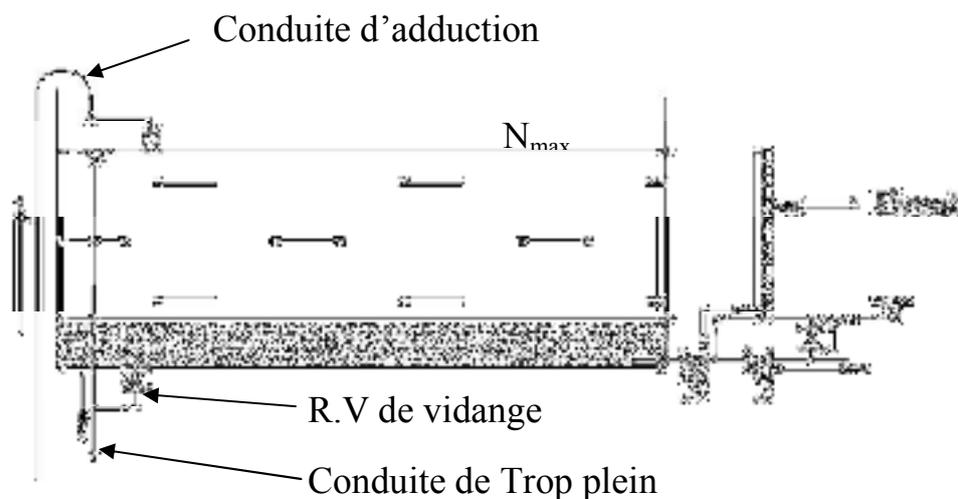


Figure N°1 : Matérialisation de la réserve d'incendie par siphon et évent [2].

V.7.5- Conduite BY-PASS :

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution (figure N°2).
Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

Normale 1 et 2 sont ouverts le 3 est fermé,

En BY-PASS : 1 et 2 sont fermés le 3 est ouvert.

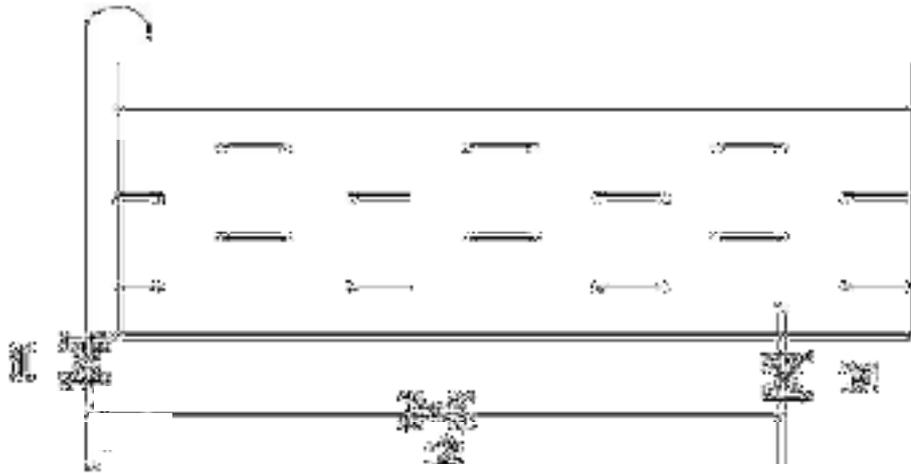


Figure N°2 :By-pass d'un réservoir [2]

V.7.6- Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver sûrement un réserve permettant de lutter contre l'incendie, il faut en interdire son utilisation, pour cela la (figure N°1) présentée un système en siphon :

- (En temps normale 1 est fermé 2 est ouvert, en cas de sinistre il suffit d'ouvrir le 1), la réserve dans ce cas de sinistre une zone d'eau morte qui peut avec le temps, donner une odeur désagréable à l'eau du réservoir.

Lèvent d'un siphon interdit l'utilisation du au dessous du niveau N-N tant que la vanne 2 est fermée (vanne d'incendie)

Son fonctionnement est le suivant :

Normal : 3 et 1 ouverts, le 2 est fermé.

Incendie : il suffit d'ouvrir 1 et 2.

V.7.7- Les joints d'étanchéité :

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

V.7.8- système de canalisation:

- **conduite** : les conduites sont de forme circulaire en fonte ductile, caractérisée par d'excellentes propriétés mécaniques (déformabilité, résistance à la corrosion).
- **Coudes et TES** : Elles sont placées dans la tuyauterie ; le coude permet le changement de direction, le TES permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.
- **Vannes** : On prévoit des vannes au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, à la sortie de la conduite de départ, on admet des vannes papillons (à survitesse) ; utile en cas de vidange rapide.

V.7.9-Robinet flotteur : IL permet de maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans la cuve et ceci en fermant la conduite d'arrivée quand ce niveau est atteint.

Conclusion :

Le réservoir doit être protégé contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température.

Il doit être facile d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.

L'ensemble des matériaux constituant les réservoirs ne doit ni se désagréger ni communiquer à l'eau des saveurs ou odeurs désagréables.

CHAPITRE VI



ADDUCTION

CHAPITRE VI : L'ADDUCTION

Introduction :

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la station, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

De part leur fonctionnement les adductions peut être classé selon leurs charges :

- Soit en adduction par refoulement ;
- Soit en adduction gravitaire.

VI.1-Quelques notions simples sur l'adduction :

VI.1.1- Choix du tracé :

Le choix du tracé de la conduite doit tenir compte de certaines conditions qui sont :

- Il est préférable de passer la conduite à coté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi l'acheminement du matériel.
- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables [3].

Le tracé en plan tient compte de la réalisation du profil en long idéal, avec des coudes largement ouvert afin d'éviter les butées importants

VI.1.2- La ligne piézométrique :

La ligne piézométrique permet de visualiser la pression exercée par l'eau en chaque point du tracé. Elle correspond au niveau qu'atteindrait l'eau

dans un tuyau vertical connecté sur l'adduction.

VI.1.3- L'air dans les tuyauteries :

Au remplissage ou à la mise en service d'une adduction, le phénomène est particulièrement sensible. Il est illustré par la figure ci-dessous, profil d'une adduction présentant plusieurs points hauts et bas.

Dans de nombreux cas de figure de véritables bouchons d'air se produisent dans les points hauts. D'où la nécessité de respecter les conditions suivantes :

- d'éviter les fonctionnements mixtes, à surface libre et sous pression,
- de localiser les points hauts,
- D'y installer un organe de dégazage : ventouse, brise charge,
- d'accentuer les points hauts dans le cas d'un tronçon de pente très uniforme.

Il est recommandé d'éviter des tracés mous, où les points hauts et les points bas n'apparaissent pas clairement, car il sera impossible de placer l'organe de dégazage de façon optimale. D'autre part, pour les tronçons très plats, on accentuera la pente située en aval de la ventouse (Figure IV-1).



Figure VI.1 : L'emplacement des ventouses

Pour le choix de l'organe de dégazage il est indispensable de tenir compte de l'effet de l'ouvrage sur le fonctionnement de l'adduction sachant que :

- La vanne de purge n'a pas d'effet sur le fonctionnement, et qu'elle sera actionnée manuellement,

- La ventouse fonctionne automatiquement, et ne casse la pression que si elle est négative,
- Le brise charge ou la citerne casse la pression, qu'elle soit positive ou négative

VI.1.4- Dépôts dans l'adduction :

L'eau captée peut être chargée en limons, sables, surtout dans le cas de sources à débit variant fortement. On constate une sédimentation de ces matériaux solides au niveau des points bas de la conduite. Pour prévenir l'apparition de problèmes dans le futur, surtout dans le cas d'adductions longues, trois précautions s'imposent :

- Prévoir un décanteur-dessableur en tête d'ouvrage,
- Dimensionner correctement l'adduction en respectant une vitesse de l'eau supérieure à 0,5m/s.
- Equiper la conduite d'adduction par plusieurs vannes de vidange au niveau des points plus bas du profil.

Régulièrement les vidanges seront ouvertes de manière à éliminer les dépôts solides.

VI.2- Choix du type du matériau de la tuyauterie :

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport de fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique. Cette faisabilité sur le plan technique dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et au trafic de surcharge (poids lourd) ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service

Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement ;

- De prix de la fourniture et de transport ;
- La disponibilité sur le marché (surtout local) ;

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer

L'acier- la fonte - le béton -le PVC (polychlorure de vinyle non plastifié) et le PE (polyéthylène) à haute densité PEHD ou bas densité PEBD.

Dans ce présent projet, notre étude se contentera sur l'utilisation d'une seule variante de matériaux qui est le PE (polyéthylène) vu les avantages qu'elle présente.

VI.3- Assemblage et diamètre :

L'assemblage pour le PE se fait par trois techniques :

a)–Electro soudage :

Les raccords électro soudables sont équipés d'un fil résistant intégré au voisinage de la surface qui, après assemblage, se trouvera au contact du tube. Des bornes situées à l'extérieure de la zone de soudage permettent le raccordement de cette résistance à une source d'énergie (Figure N°VI.2).

Après grattage, nettoyage et positionnement des pièces à raccorder, la tension est appliquée aux bornes de raccord.

La dissipation, par effet joule, de la puissance électrique provoque une fusion de surface des deux pièces à assembler.

Un mélange intime entre les PE du tube et du raccord assure la cohésion et l'étanchéité parfaite entre le raccord et le tube.



Figure VI.2 : Les moyens de raccords électro soudables

b)-Soudage bout à bout :

Le soudage bout à bout par élément chauffant est utilisé pour assembler les tubes et raccords en PE d'épaisseurs identiques et d'indices de fluidité compatibles entre eux (entre 0,2 et 1,3 g/10 min).

Ce procédé consiste à porter à la température de soudage, par un outil chauffant (miroir), les extrémités des tubes et/ou raccords (Figure N°VI.3).

Après avoir retiré l'outil chauffant, les extrémités plastifiées sont mises en contact et sont maintenues en pression l'une contre l'autre pendant un cycle complet de refroidissement.

Une bonne soudure bout à bout, exécutée correctement, reconstitue parfaitement la continuité de la canalisation avec une résistance mécanique identique (Figure N°VI.4).

Le soudage bout à bout ne peut être effectuée qu'à partir du diamètre 90mm. Les figures suivantes donnent l'explication des étapes de soudages bout à bout.

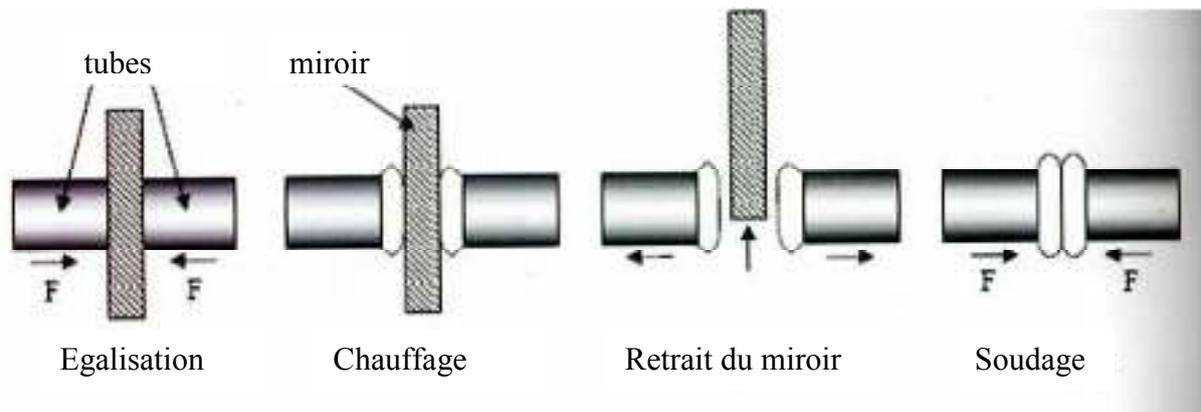


Figure VI.3 : les étapes du soudage bout à bout



Figure VI.4 : les outils et la forme de soudure bout à bout

c)-Raccords mécaniques :

Ces raccords sont soit en matière plastique soit métallique.

Ils sont couramment utilisés jusqu'au DN63 et existent dans des diamètres supérieurs.

Leur domaine d'emploi est essentiellement celui de branchement (eau potable).

Après coupe, ébavurage et chan freinage du tube, le montage s'effectue tout simplement par emboîtement et serrage du raccord.

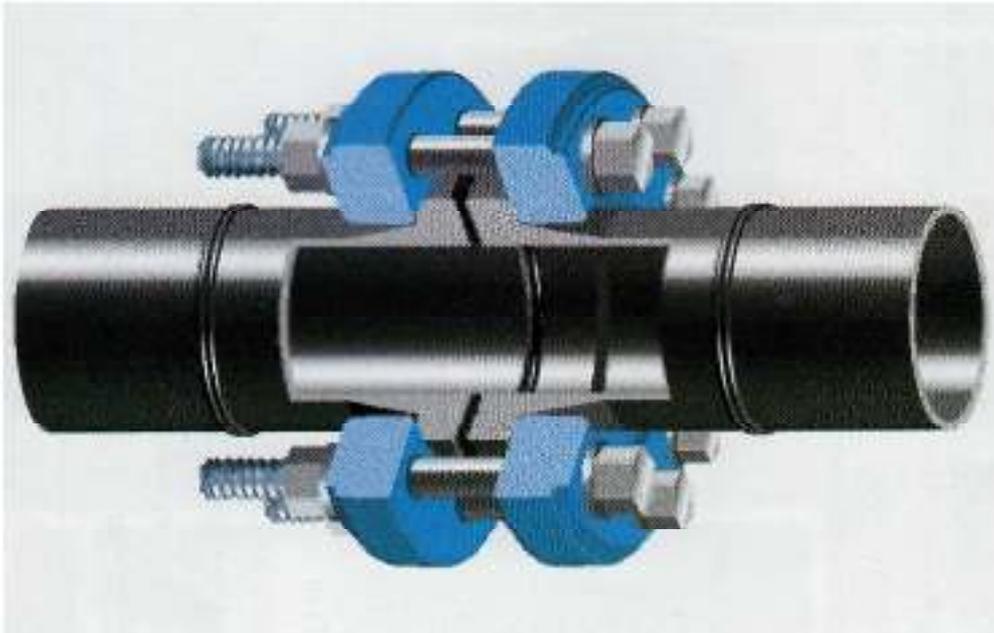


Figure VI.5 : Raccordement des tubes PEHD aux matériaux traditionnels

VI.4- Tracé et dimensionnement d'une adduction :

Le tracé et le dimensionnement d'une adduction seront établis après avoir soigneusement étudiés les besoins (quantité d'eau à fournir, et type d'agglomération...) Il faudra ensuite sélectionner la source répondant à ces contraintes, et définir un stockage éventuel (capacité et localisation).

VI.4.1- Choix du cite de stockage :

Le choix du site de stockage est un élément délicat, on tâchera de répondre aux normes suivantes

- Assurer une pression de 5 à 10m sur chaque fontaine (le débit normal d'un robinet est de 0,2 l/s) ;
- Etre plus près des usagers ;

VI.4.2- Dimensionnement de l'adduction

Dans notre projet l'adduction est courtée, donc ce n'est pas la peine de faire l'étude technico économique.

Alors le dimensionnement se fait par la formule de BONIN et BRESS.

1-Méthode de calcul :

Dans la pratique le diamètre optimal est déterminé par rapport à une fourchette de vitesse à respecter, ce diamètre est déterminé approximativement par les formules de BONIN et BRESS, ces formules sont données comme suit :

La formule de BONIN : $D = \sqrt{Q}$

La formule de BRESS : $D = 1.5 * \sqrt{Q}$

Avec :

D : Diamètre de la conduite en mètre ;

Q : Débit véhiculé en m³/s ;

L'utilisation simultanée de cette relation fournit l'intervalle des diamètres optimaux.

a) Calcul des pertes de charge linéaires :

La formule de calcul des pertes de la charge linéaire, dite de **Cole brook**, est donnée par l'équation suivante :

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

Avec :

J : perte de charge par frottement en mètre de colonne d'eau par mètre de tuyau (m/m)

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s).

g : Accélération de la pesanteur (g= 9,81 m/s²)

λ : Coefficient de frottement linéaire exprimé par la formule de COLLEBROOK.

D : Diamètre intérieur de la conduite en (m).

$$\lambda = f\left(\text{Re}, \frac{\varepsilon}{D}\right) \quad \text{tq :}$$

Où :

Re : Nombre de Reynolds ;

ε : Rugosité absolue en (m) ;

$$\text{Re} = \frac{4.Q}{\pi.v.D}$$

Sachant que :

Q : Débit véhiculé en (m³/s) ;

v : Viscosité cinématique de l'eau à 18° C

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

$$\Delta H_L = J.L$$

Avec :

L : Longueur de la conduite d'adduction en mètre (m).

b) Pertes de charge singulières :

On considère généralement que les pertes de charge singulières sont égales à 10% des pertes de charge linéaires.

Dans notre cas on prend $\Delta H_s = 10\%.\Delta H_l = 0,1. \Delta H_l$

Par suite la perte de charge totale sera donnée comme suivant :

$$\Delta H_T = \Delta H_l + \Delta H_s = 1,1. \Delta H_l$$

Avec :

ΔH_{tot} : Perte de charge totale (m)

ΔH_{sing} : Perte de charge singulière (m)

ΔH_{lin} : Perte de charge linéaire (m).

A la fin on trouve :

$$\Delta H_T = 1,1. J. L$$

L : Longueur géométrique (m)

c) Calcul du coefficient de frottement :

Le calcul du coefficient de frottement se fait comme suit :

En premier approximation la valeur de λ est déterminée par la formule de NIKURADZE

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2}$$

Par des itérations successives on calcul la valeur approchée du coefficient de frottement par la formule de COLEBROOK qui s'exprime par :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda}} \right)$$

Avec :

λ : Coefficient de perte de charge ;

D : Diamètre du tuyau, ou diamètre hydraulique (m) ;

V : Vitesse d'écoulement en m/s ;

g : Accélération de pesanteur. (g=9,81) ;

Re : Nombre de REYNOLDS ;

ε : coefficient de rugosité équivalente de la paroi (pour les tubes en PE)

D ≤ 200mm , $\varepsilon = 0,01\text{mm}$;

D > 200mm , $\varepsilon = 0,02\text{mm}$;

d) Hauteur manométrique total HMT :

Elle correspond à la hauteur géométrique d'une longueur équivalente aux pertes de charge linéaires et singulières au refoulement.

$$\text{HMT} = H_g + \Delta H_t$$

H_t : Perte de charge totale.

H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et le niveau dynamique du plan de pompage.

2- Calcul de diamètre optimal :

On a une adduction ramifié à 5 tronçons comme le montre la figure suivante :

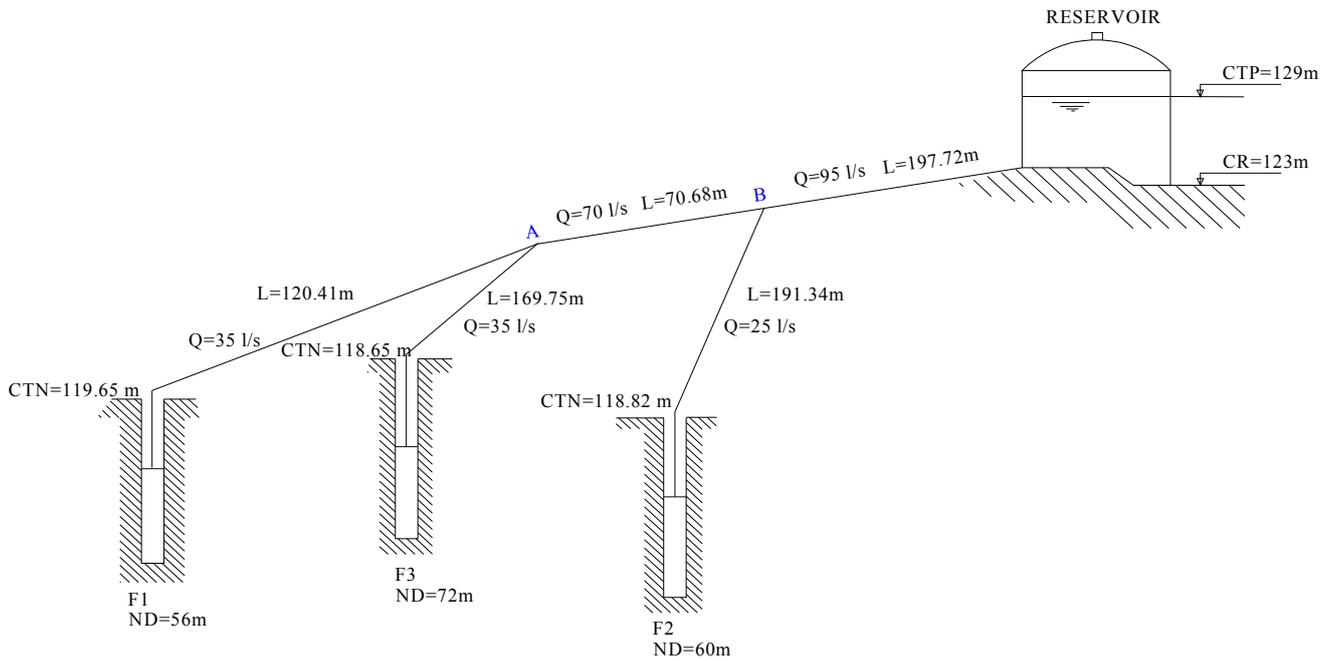


Figure VI .6 : **Schéma d'adduction ramifier.**

a- Tronçon point F1- A :

$$Q_{B-R}=0.035 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$H_g=56+129-119.65=65.35\text{m}$$

$$H_{mt}=H_g+\sum \Delta h_{F1-A}$$

Tableau N°VI-1 : Calcul des paramètres hydraulique du tronçon F1-A :

Diamètre (m)	Débit (m/s)	Vitesse (m/s)	λ	Longueur (m)	p,d,c linéaire	p,d,c total	HMT (m)
0,16	0,035	1,74	0,0112	120,41	1,30	1,43	66.78
0,2	0,035	1,11	0,0107	120,41	0,41	0,45	65.8
0,25	0,035	0,71	0,0103	120,41	0,13	0,14	65.49

Conclusion : D'après le tableau précédent, on constate que le diamètre qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le DN 200mm.

a- Tronçon point F3- A :

$$Q_{B-R}=0.035 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$H_g=72+129-118.65=82.35\text{m}$$

$$H_{mt}=H_g+\sum \Delta h_{F3-A}$$

Tableau N°VI-2 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon F3-A :

Diamètre (m)	Débit (m/s)	Vitesse (m/s)	λ	Longueur (m)	p,d,c linéaire	p,d,c total	HMT (m)
0,16	0,035	1,74	0,0112	169,75	1,83	2,01	84.36
0,2	0,035	1,11	0,0107	169,75	0,58	0,63	82.98
0,25	0,035	0,71	0,0103	169,75	0,18	0,20	82.55

Conclusion : D'après le tableau précédent, on constate que le diamètre qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le DN 200mm.

a- Tronçon point A- B :

$$Q_{B-R}=0.07 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$H_{mt_A}=H_{mt_{F3}}-\sum \Delta h_{F3-A}+\sum \Delta h_{A-B}$$

Tableau N°VI-3 : Calcul des paramètres hydraulique du tronçon A-B :

Diamètre (m)	Débit (m/s)	Vitesse (m/s)	λ	Longueur (m)	p,d,c linéaire	p,d,c total	HMT (m)
0,2	0,07	2,23	0,0122	70,68	1,09	1,20	83.55
0,25	0,07	1,43	0,0117	70,68	0,34	0,38	82.73
0,315	0,07	0,90	0,0112	70,68	0,10	0,11	82.46

Conclusion : D'après le tableau précédent, on constate que le diamètre qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le DN 250mm.

a- Tronçon point F2- B :

$$Q_{B-R}=0.025 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$H_g=60+129-118.82=70.18\text{m}$$

$$H_{mt}=H_g+\sum \Delta h_{F2-B}$$

Tableau N°VI-4 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon F2-B :

Diamètre (m)	Débit (m/s)	Vitesse (m/s)	λ	Longueur (m)	p,d,c linéaire	p,d,c total	HMT (m)
0,125	0,025	2,04	0,0117	191,34	3,79	4,16	74.34
0,16	0,025	1,24	0,0112	191,34	1,05	1,16	71.34
0,2	0,025	0,80	0,0107	191,34	0,33	0,36	70.54

Conclusion : D'après le tableau précédent, on constate que le diamètre qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le DN 160mm.

Les résultats des diamètres des tronçons sont dans le tableau suivant :

b- Tronçon point B- réservoir R :

$$Q_{B-R}=0.095 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$H_{mt}=H_g+\sum \Delta h_{B-R}$$

Tableau N°VI-5 : Calcul des paramètres hydrauliques du tronçon B-R :

Diamètre (m)	Débit (m/s)	Vitesse (m/s)	λ	Longueur (m)	p,d,c linéaire	p,d,c total	HMT (m)
0,25	0,095	1,94	0,0103	197,72	1,56	1,71	84.06
0,315	0,095	1,22	0,0099	197,72	0,47	0,52	82.87
0,4	0,095	0,76	0,0095	197,72	0,14	0,15	82.49

Conclusion : D'après le tableau précédent, on constate que le diamètre qui répond aux conditions techniques (vitesse et pertes de charges acceptables) est celui le DN 315mm.

Tableau N° VI-6 : les différents diamètres de l'adduction

tronçon	Diamètre (mm)
F1-A	200
F3-A	200
A-B	250
F2-B	160
B-Réservoir	315

VI-5 Protection contre le coup de bélier :

VI-5-1.Définition :

Lorsque l'on modifie le régime d'écoulement dans une conduite en charge, cette modification se propage, vers l'amont comme vers l'aval, sous forme d'une onde (de pression et de débit), qui se déplace avec une vitesse appelée célérité [1].

Donc le coup de bélier est un phénomène transitoire oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes

- Arrêt brutal d'un ou de plusieurs groupes électropompes, alimentant une conduite de refoulement débutant en un réservoir.
- Démarrage d'une pompe.
- Fermeture instantanée ou trop rapide d'une vanne de sectionnement.

Les conduites de refoulement doivent toujours être examinées du point de vue protection contre les coups de bélier .Il en sera de même pour les conduites d'adduction dont le débit se trouve réglé à l'aval par un robinet vanne.

Les caractéristiques d'ouverture et de fermeture de ce robinet vanne sont connue.

VI-5-2.Les risques dus aux coups de bélier :

En pratique les risques dus au coup de bélier sont importants

a- Risque de forte pression :

Les surpressions dues aux coups de bélier peuvent être engendrées aux plus de la pression initiale si leur somme dépasse la pression maximale admissible de la conduite il peut y avoir fissuration de cette dernière et dislocation des points.

b- Pression négative :

Cette pression peut apparaître soit après une forte surpression, soit à la suite d'un arrêt instantané d'une pompe si cette pression devient inférieure à -10 m.c.e il se produit une poche de cavitation. Des conséquences néfastes peuvent être créées dans la conduite à la suite de cette pression négative, telle que l'implosion de la conduite, l'aspiration des joints et le décollement de l'enduit de protection interne.

c- Fatigues des conduites :

Le passage successif d'une surpression à une dépression et inversement peut provoquer la fatigue des conduites ce phénomène est très compliqué dans le cas où les conduites sont enterrées.

VI-5-3.Moyens de protection contre le coup de bélier :

Les appareils anti- bélier devront avoir pour effet :

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

Les appareils les plus utilisés sont les suivants :

- Les volants d'inertie qui interviennent dans la protection contre les dépressions.
- Les soupapes de décharge qui interviennent dans la protection des surpressions.
- Les réservoirs d'air et les cheminées d'équilibre qui interviennent à la fois dans la protection contre les dépressions et les surpressions.

a- Les volants d'inertie :

Le volant d'inertie calé sur l'arbre du groupe constitue l'un de ces moyens grâce à l'énergie qu'il accumule pendant la marche normale.

Le volant d'inertie la restitue au moment de la disjonction et permet ainsi d'allonger le temps d'arrêt de l'ensemble donc de diminuer l'intensité du coup de bélier.

b- Les soupapes de décharge :

Ces appareils font intervenir un organe mécanique, un ressort à boudin ordinairement qui par sa compression obture en exploitation normale un orifice placé sur le conduit au point à protéger.

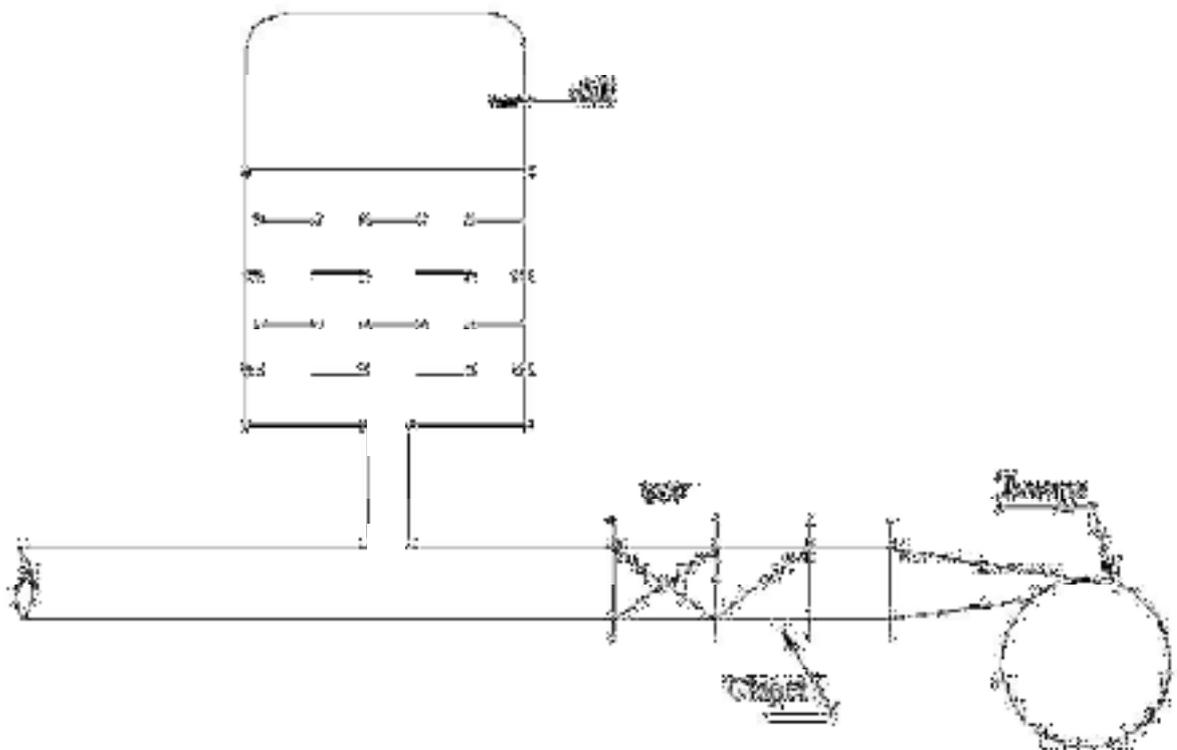


Figure VI.7 : Schéma d'un réservoir anti bélier [2].

c- Les réservoirs d'air :

L'alimentation continue de 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 de pompage et raccordée au refoulement.

d- Les cheminées d'équilibre :

A la place d'un réservoir d'air sous pression il peut être établi à la station de pompage un réservoir à l'air libre appelé cheminée d'équilibre cette cheminée jouera le même rôle mais dans le cas de hauteurs de refoulement même moyennes on arrive rapidement à des ouvrages d'art importants puisque l'eau s'élèvera déjà en régime normal à la hauteur géométrique augmentée des pertes des charges.

Dans ce projet, on proposera le moyen de protection comme étant le réservoir d'air.

VI-5-4. Analyse physique du phénomène du coup de bélier :

Survient l'arrêt brusque où instantané quatre phases peuvent être envisagées :

a- Phase 01 :

Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir à une vitesse où célérité désignée par **a**.

Si la distance entre la pompe et le réservoir est : **L** le temps mis par cette onde pour atteindre le réservoir est $\frac{L}{a}$. Au bout de ce temps la conduite est en

dépression sur toute la longueur.

b- Phase 02 :

Par suite de son élasticité la conduite reprend son diamètre primitif et cela de proche en proche. l'eau revient alors dans la conduite et au bout

d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{2L}{a}$ depuis l'origine du phénomène toute

l'eau est redescendue mais va se trouver arrêtée par le clapet de la pompe qui entre temps s'est fermé.

c- Phase03 :

En raison de cet arrêt la première tranche en contact avec le clapet va se trouver comprimée entraînant une dilatation de la conduite. Au bout d'un nouveau

temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{3L}{a}$ depuis l'origine toute la conduite sera dilatée avec une eau sur pressée immobile.

d- Phase 04 :

Grâce à l'élasticité de la conduite celle-ci agissant à la manière d'un ressort reprend de proche en proche à partir du réservoir et en allant vers la pompe, son diamètre primitif.

Les tranches d'eau successives reprenant leurs dimensions premières au bout d'un nouveau temps $\frac{L}{a}$ c'est-à-dire à $\frac{4L}{a}$ depuis l'origine nous nous retrouvons dans la même situation qu'au moment de l'arrêt brusque de la pompe.

La période du mouvement est donc.

VI-5-5. Calcul de la célérité d'ondes :

La célérité est la vitesse de propagation des ondes .Elle est donnée par la formule d'ALLIEVI :

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \text{ (m/s)} \quad [1]$$

Où D : diamètre intérieur de la conduite en (m).

E : épaisseur du tuyau en (m).

K : coefficient dépendant du matériau constituant la canalisation.

Tableau N° VI-7 : coefficient k pour divers matériaux.

Matériau	Acier	Fonte grise	Fonte ductile	Béton	Amiante-ciment	P.V.C	P.E.H.D	P.E.H.D
K	0,5	1	0,59	5	4	33	83	500

Source : DUPONT (Hydraulique urbaine –tome 2) et le guide d'utilisation des canalisations en PEHD

VI.5.6- Caractéristique de la conduite

$$L = 438.15 \text{ m};$$

$$D = 200 \text{ mm};$$

$$H_g = 19 \text{ m};$$

$$Q = 35 \text{ l/s};$$

La vitesse d'écoulement en régime permanent (normal) est de $V_0 = 1.11 \text{ m/s}$.

Donc

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 8,3 \frac{200}{18.2}}} = 319.46 \quad (\text{m/s})$$

VI.5.7- Dimensionnement du réservoir d'air :

On calcul le volume du réservoir d'air anti-bélier de la conduite de refoulement par la méthode de VIBERT :

- C'est une méthode graphique simplifiée de détermination du volume d'air.
 - Abstraction des pertes de charges dans la conduite.
 - Non prise en compte de l'organe d'étranglement.
- La charge tenant compte du coup de bélier $H = \frac{a * V_0}{g}$

- Z_{\max} : La charge maximale absolue :

$$Z_{\max} = H + 10$$

- Z_0 : La charge statique absolue : $Z_0 = H_g + 10$

➤ $h_0 = \frac{V_0^2}{2g}$

- Calcul le rapport h_0/Z_0

- Calcul le rapport Z_{\max}/Z_0

Les résultats sont dans le tableau suivant.

Tableau VI-8 : calcul les paramètres du coup bélièr.

tronçon	V (m/s)	a (m/s)	Hg (m)	H (m)	Z _{max} (m)	Z ₀ (m)	Z _{max} /Z ₀	h ₀ (m)	h ₀ /Z ₀
F1-R	1.11	319.46	19	36.15	46.15	29	1.59	0.063	0.0022

On à les valeurs de (h₀/Z₀) et (Z_{max}/Z₀) on peut tirer la valeur de (U₀/L.S) à partir de

L'abaque de VIBERT (Annexe N°.2)

$$U_0 \cdot Z_0 = U_{\max} \cdot Z_{\min}$$

$$U_{\max} = U_0 \cdot Z_0 / Z_{\min}$$

Tableau VI-9 : calcul de volume de réservoir anti bélièr.

tronçon	Z _{max} /Z ₀	h ₀ /Z ₀	U ₀ /L.S	L (m)	S (m ²)	U ₀	Z _{min} /Z ₀	Z ₀ /Z _{min}	U _{max}
F1-R	1.49	0.00085	0.0255	438.15	0.0314	0.35	0.67	1.49	0.52

En tenant compte de la sécurité et la disponibilité des réservoirs anti bélièr on prendre le volume suivant

Tableau VI-10 : le réservoir anti bélièr normalisé.

tronçon	Volume (litre)	Diamètre (mm)	Hauteur (mm)	Poids (Kg)
F1-R	500	630	2015	140

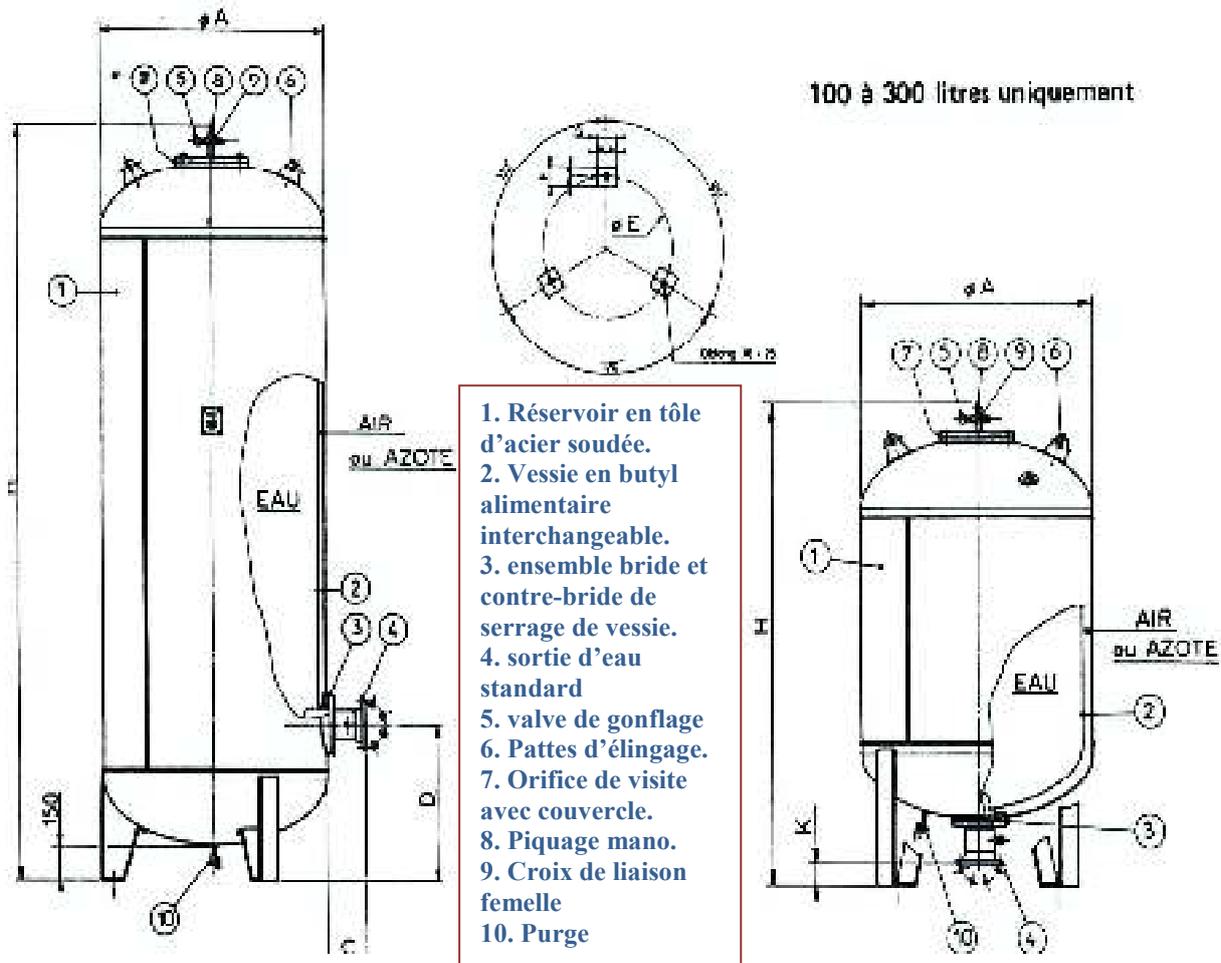


Figure N°VI-8 : le type du réservoir anti –bélief à choisie

Conclusion :

Les diamètres de l'adduction sont choisis de telle façon à respecter les paramètres suivants :

- Technique : suivant le débit, la perte de charge raisonnable et bonne vitesse entre (0.5÷1.5).
- Economique : suivant le choix de pompage et l'amortissement.

La protection de cette adduction est assurée par des anti-bélief de chaque forage dimensionnée et normaliser par les produits qui trouvent sur la marché.

CHAPITRE VII



ORGANISATION DES CHANTIERS

CHAPITRE N°VII

ORGANISATION DU CHANTIER

Introduction :

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques sera pour une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

VII.1- Réalisation du réseau d'AEP :

Les étapes des différents travaux sur les chantiers de réalisation d'un réseau d'A.E.P sont :

- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain ;
- Excavation des tranchées ;
- Aménagement du lit de pose des conduites ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées.

VII. 2- Implantation de la trace des tranchées sur le terrain :

a-Matérialisation de l'axe :

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan leurs distances par des repères fixés où des bornes. La direction des axes et leurs extrémités sont ainsi bien déterminée.

b- Nivellement de la plate-forme de pose :

Le nivellement est la mesure des différences d'altitudes entre deux où plusieurs points situés sur une pente uniforme. Le nivellement a pour but de définir le relief d'un terrain en fixant l'altitude d'un certain nombre de points toutes les côtes sont données par rapport à un niveau de base appelé plan de comparaison Lorsque le terrain compte des obstacles on procède au nivellement par cheminement et par un simple calcul.

On détermine la hauteur de chaque point ainsi la profondeur de tranchée en point.

c- Excavation des tranchées :

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 0.8 m par apport la génératrice supérieure de la conduite a pour raison de :

- Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- Protéger la canalisation contre le gel.

VII.3- Choix de la section transversale de la tranchée :

La tranchée doit être suffisamment large pour y permettre un travail aisé des ouvriers, cette largeur augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

La profondeur de la tranchée (Htr) ;

La longueur de la tranchée (b) ;

Distance de la cavalière.

VII.3.1- La profondeur (htr) :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (\text{Voir la figure N}^\circ \text{ VII.1})$$

Htr : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite elle est de 80 cm ;

h₁ : épaisseur du lit de pose h₁ = 0,1 m ;

$$\Rightarrow H_{tr} = D + 0.9 \text{ (m)}.$$

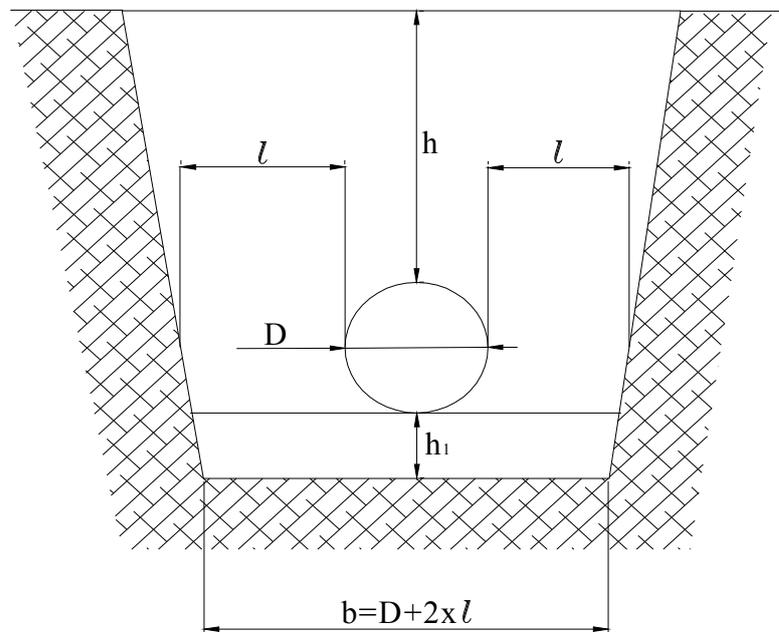


Figure N° VII-1 : Schéma d'une tranchée

VII.3.2- Largeur de la tranchée :

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte ; facilite la tache et aussi permettre le compactage du remblai.

La sur large de part et d'autre du tube pour les conduites polyéthylène (PE), et d'après le catalogue techniques de l'entreprise **tubex (BLIDA)** sont les suivants :

Tableau N°VII.1 : les valeurs des **1** correspondant avec les diamètres nominaux.

DN du tube en mm	Sur largeur en mm
20 à 160	100
200 à 600	300
>600	400

Source : Guide d'utilisation des canalisations en PEHD (tubex)

VII.3.3- Choix du coefficient du talus :

Pour garder la stabilité du talus de la tranchée durant les travaux de pose des conduites on définit le coefficient du talus, Qui est en fonction de la profondeur de la tranchée et de la nature du sol.

Tableau N° VII.2 : choix du coefficient du talus.

sols	profondeur de la tranchée	
	jusqu'à 1,5 m	jusqu'à 3m
sable	m=0,5	m=1
limon sableux	m=0,25	m=0,67
limon argileux	m=0	m=0,5

VII.3.4-Choix des machines de terrassement :

La tranchée sera exécutée avec une pelle rétro, dont la capacité du godet est donnée dans le tableau de norme, en fonction du volume de terrassement

(Voir tableau N°VII.5)

VII.3.4.1- Section de la tranchée :

Les sections des tranchées sont en forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_{tr} = H_{tr} \times b + m \times H_{tr}^2$$

Pour le calcul on prend le plus grand diamètre qui est de 400 mm.

H_{tr} : profondeur total de la tranchée (m) ;

b : largeur du fond du tranchée (m) ;

m : coefficient du talus.

VII.3.4.2- Section du cavalier :

Elle est donnée par la relation suivante :

$$S_c = S_{tr} \times K_f$$

Avec :

S_c : section du cavalier (m²) ;

S_{tr} : section transversale de la tranchée (m²) ;

K_f : coefficient qui dépend de la nature de sol ;

Tableau VII.3 : Coefficient de foisonnement

Type de sol	K_f
sable, matériaux fins	1,08-1,17
Limon argileux	1,14-1,28
Argileux	1,25-1,3

Puisque notre sol est en limon argileux on prend $K_f = 1,2$

VII.3.4.3- Hauteur du cavalier :

On a :

$$S_c = \frac{L_c \times H_c}{2}$$

Avec :

L_c : largeur du cavalier (m) ;

H_c : hauteur du cavalier (m).

D'où :

$$L_c = \frac{2 \times S_c}{H_c} \quad \dots (1)$$

Et $m = \frac{B}{2H_c}$; Avec :

m : talus du sol de cavalier $\Rightarrow L_c = 2mH_c \quad \dots (2)$

De (1) et (2)

$$H_c = \sqrt{\frac{S_c}{m}}$$

VII.3.4.4- Distance de la mise du cavalier (a) :

C'est la distance qui sépare l'axe de la tranchée à celui du cavalier, qui est donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{b}{2} + C + \frac{L_c}{2} + mH_{tr}$$

Avec :

A ; distance d'emplacement des terres (m) ;

b : largeur du fond de la tranchée (m) ;

C : longueur du berme en (m) varie entre 2 et 4 m ;

C=3m

L_c : largeur du cavalier (m) ;
Et
$$L_c = 2 \cdot \frac{S_c}{H_c}$$

VII.4- Choix de l'excavateur et le procédé d'excavation :

Comme il a été mentionné précédemment l'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin (pelle mécanique équipée en rétro ou en butée) se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

VII.4.1- Pelle équipée en rétro : (voir la figure N°VII.2)

Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.

Peut excaver dans la direction de la machine.

Creuser avec grande précision et rapidité

des tranchées à talus verticaux.

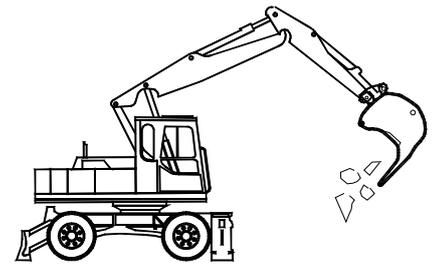


Figure N°VII.2 : pelle équipée en rétro

VII.4.2- Pelle équipée en butée :

Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

Excavation en hauteur au dessus de l'assise de la machine.

Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle, on opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie. Celle ci doit satisfaire les conditions ci-dessous

- Rayant maximal de déchargement $R_{d\max} \geq A$ (m) ;
- Profondeur maximale de creusage de la pelle $H_{cr} \geq H_{tr}$ (m) ;
- Hauteur de déchargement $H_{d\text{éch}} \geq H_c$ (m) ;

➤ Largeur du godet $b_g \leq b$ (m) ;

D'après le catalogue (polycopie) de E.IVANOV et A.MAZILIAOUSKAS ; on peut choisir le type de pelle en fonction de la capacité du godet et de la distance de transport

Le calcul pour déterminer les caractéristiques de la pelle est représenté dans les tableaux suivants :

Tableau VII-4 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
capacité du godet (m ³)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

Tableau VII-5 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement pour chaque diamètre.

D (mm)	L (m)	V _d (m ³)	capacité du godet (m ³)
90	2440,23	1298,51	0,25
125	1166,47	694,96	0,25
160	712,65	472,13	0,25
200	877,46	1037,60	0,25
250	463,47	606,28	0,25
315	1672,07	2475,97	0,25
400	2992,02	5153,75	0,25
total	10324,4	11739,20	

VII.4.3- Calcul du rendement d'exploitation de la pelle :

Il est déterminé comme suit :

$$R_p = q \cdot n \cdot K_r \cdot K_u \cdot \frac{1}{K_f} \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

q : capacité du godet de l'excavation (m) ;

n : nombre de cycle de l'excavateur = 3600/T où T = (15 à 30) secondes ;

On prend T=20secondes, alors :

$$n = 3600/20 = 180 ;$$

K_r : coefficient de remplissage $K_r = (0,8 \text{ à } 0,9)$. On lui prend égal à 0,85 ;

K_u : coefficient d'utilisation de temps $K_u = (0,7 \text{ à } 0,9)$.

On lui prend égal à 0,8 ;

K_f : coefficient de foisonnement $K_f = 1,25$;

Pour le godet de capacité $q = 0,25 \text{ m}^3$, on a le rendement :

$$R_p = 0,25 \cdot 180 \cdot 0,85 \cdot 0,8 \cdot \frac{1}{1,25} = 24,48 \text{ m}^3/\text{h} ;$$

VII.4.4- Calcul du temps d'exécution :

Les excavateurs ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{\text{ex}} = \frac{V_r}{R_p}$$

Avec :

T_{ex} : temps d'exécution (mn) ;

V_r : volume de remblai (m^3) ;

R_p : rendement de l'excavateur (m^3/mn) ;

$$T_{\text{ex}} = \frac{11739 \cdot 20}{24 \cdot 48} = 479,54 \text{ h}$$

Le nombre des heures de travail par jour est 08 heures ;

Donc $T = 479,54/8 = 60$ jour.

VII.4.4.1- Calcul du volume de terrassement :

Selon la largeur du godet de la pelle choisie, les volumes excavés pour chaque type de diamètre seront :

$$V = b \cdot H_{tr} \cdot L \quad [m^3].$$

Le tableau suivant donne le volume de terrassement ;

Tableau N°VII.6 : Calcul du volume de terrassement (réseau + adduction).

D (mm)	L (m)	Htr (m)	b(m)	m	SHtr	Vd (m ³)
90	2440,23	0,99	0,29	0,25	0,53	1298,51
125	1166,47	1,025	0,325	0,25	0,60	694,96
160	712,65	1,06	0,36	0,25	0,66	472,13
200	877,46	1,1	0,8	0,25	1,18	1037,60
250	463,47	1,15	0,85	0,25	1,31	606,28
315	1672,07	1,215	0,915	0,25	1,48	2475,97
400	2992,02	1,3	1	0,25	1,72	5153,75
total	10324,4					11739,20

VII.4.4.2- Calcul des durées d'excavation :

Connaissant le volume de la terre à excaver et le rendement de l'engin choisi, le temps d'excavation sera donc :

$$t = \frac{V_t}{R_p}$$

Avec : 01 jour \longrightarrow 08 heures par poste.

VII.5- Choix de la pelle chargeuse et de camion à benne :

Pour notre chantier, on utilise une pelle chargeuse pour le chargement du sable et du gravier qui sera utilisés pour les voies d'accès à la base du chantier.

Comme il existe deux pelles, sur chenilles et pneus, on opte pour la deuxième (fonction diverses)

Les caractéristiques de la pelle chargeuse choisie sont :

- Capacité $q = 2.9 \text{ m}^3$;
- Puissance $P = 225 \text{ ch}$;
- Marque et modèle CAT-966B
- Rendement $R_p = q \cdot n \cdot K_r \cdot K_u \cdot \frac{1}{K_a} \text{ [m}^3/\text{h]}$

$$n = \frac{3600}{T_c} = \frac{3600}{60} = 60 \text{ Cycles.}$$

$$R_p = 2.9 \cdot 60 \cdot 0.8 \cdot 0.85 \cdot 1/1.25$$

$$R_p = 94.66 \text{ m}^3/\text{h}$$

Pour le transport du sable, gravier, tout-venant...etc., on a choisi les camions à bennes (SONACOME) d'une capacité $q = 10 \text{ m}^3$, le rendement

de ce dernier sera :

$$R_{pc} = \frac{60 \cdot q \cdot K_d \cdot K_u}{T} \text{ [m}^3/\text{h]}$$

D'où :

K_d : coefficient de dis portion de la mise en charge de l'engin ($K_d = 0.9$) ;

K_u : coefficient d'utilisation du temps ($K_u = 0.8$) ;

T : durée d'un cycle de travail du camion à benne :

$$T = t_1 + t_2 + t_3 + t_4 + t_5$$

t_1 : durée de la mise en chargement du camion à benne ($t_1 = 01 \text{ min}$) ;

t_2 : durée de chargement ($t_2 = 60 \cdot q \cdot K_i / R_{pc}$) ;

K_i : coefficient de retard involontaire du temps de chargement ($K_i = 1.1$) ;

Donc $t_2 = 6.97 \text{ min}$

T_3 : durée de mise au cours du trajet ($t_3 = L \cdot K_2 / V_{ch}$) ;

Où (L : longueur du chemin de parcours L = 18532 m)

K_2 : coefficient de changement de vitesse ($K = 1.05 \div 1.1$)

V_{ch} : vitesse du camion en charge ($V_{ch} = 35$ km/h)

D'où $t_3 = 18532 \cdot 1,1 / 583.33$

$$t_3 = 34.95 \text{ min}$$

t_4 : durée de chargement du camion à benne ($t_4 = 2$ min) ;

t_5 : durée de retour à vide du camion à benne.

$$t_5 = L / (1,3 \cdot V_{ch}) = 18532 / 1,3 \cdot 583.33$$

$$t_5 = 24.44 \text{ min}$$

Alors on trouve : $T = 69.36 \text{ min}$

D'où $R_{pc} = 373.70 \text{ m}^3/\text{h}$

VII.6- Calcul du volume de lit de pose :

$$V_{lit} = \sum b_i \cdot e \cdot Li \quad \text{avec } e = 0.1$$

À partir du tableau suivant on tire la valeur du volume de lit de pose.

Tableau N°VII.7 : Calcul du volume de lit de pose.

D (mm)	L (m)	b(m)	e	V_{Li}
90	2440,23	0,29	0,1	70,77
125	1166,47	0,325	0,1	37,91
160	712,65	0,36	0,1	25,66
200	877,46	0,8	0,1	70,20
250	463,47	0,85	0,1	39,39
315	1672,07	0,915	0,1	152,99
400	2992,02	1	0,1	299,20
total	10324,4			696,12

VII.7- Pose de la canalisation :

Les tubes en PEHD se prêtent parfaitement à la pose en tranchée.

Leur légèreté et leur mode d'assemblage rapide rendent la mise en œuvre plus aisée.

La performance à long terme des conduites pression en PEHD dépend directement de la qualité de l'exécution et des matériaux utilisés à la pose du produit.

Une surveillance compétente est recommandée à toutes les étapes.

La pose des canalisations est effectuée selon les opérations suivantes :

- Aménagement du lit de pose ;
- Introduction de canalisation dans les tranchées ;

VII.7.1- Aménagement du lit de pose des conduites :

Avant la pose des conduites, on procèdera aux opérations suivantes :

- Eliminer les grosses pierres des déblais placés sur les cotes de la tranchée de façon à éviter leurs chutes accidentelles sur la canalisation une fois posée.
- Nivelier soigneusement le fond de la fouille pour que la pression soit constante entre les points de changement de pentes prévues.
- Etablir en suite le niveau du fond de la tranchée en confectionnant un lit de pose bien damé avec la terre meuble du sable et d'une couche maigre de béton, suivant la nature du terrain, le lit de sable est à une épaisseur d'environ 10 cm.

VII.7.2- Introduction de la canalisation :

La pose en enterré doit rester en accord avec le projet, cependant, la souplesse naturelle des canalisations (en PE) leur permet d'éviter l'utilisation de coudes lorsque les rayons de courbures du tracé

sont compatibles avec les rayons de courbures des tubes PE,
(Voir figure N° VII.3).

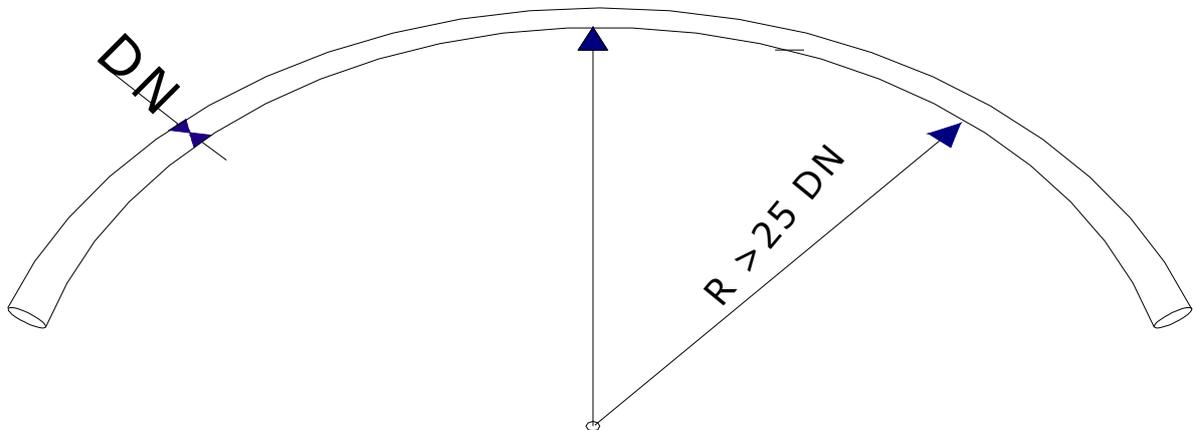


Figure N° VII.3 : rayon de courbure de la conduite PE.

Autrement la pose doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Nivelier soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage ;
- De ne pas laisser les revêtements à endommager ;
- Vérifier l'alignement.

La figure N° VII.3 montre comment on pose les conduites PE dans les tranchées



Figure N° VII.4 : pose des conduites en PE dans les tranchées

VII.7.3- Epreuve de joint et de canalisation :

Pour plus de sécurité l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement on l'effectue l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de 1,5 fois. La pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.

Cette épreuve doit durer 30 minutes environ où la variation ne doit pas excéder 0,2 bar.

VII.7.4- Remblaiement des tranchées :

Le remblayage des tranchées comporte en général 2 phases principales :

- a) Remblai d'enrobage ;
- b) Remblai supérieur ;

Comme la montre la figure N° VII.5

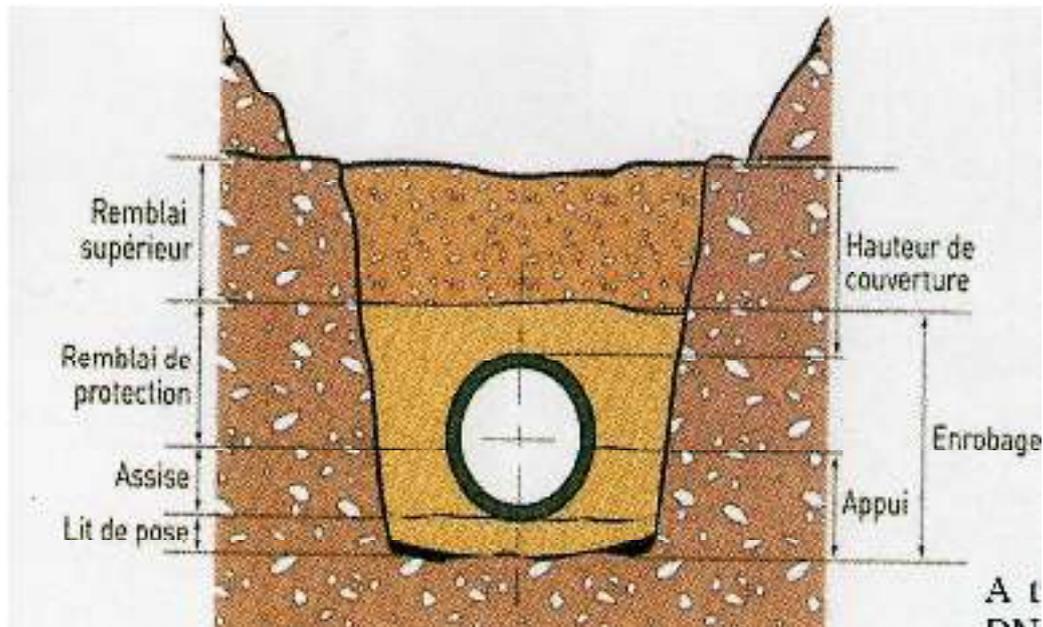


Figure N° VII.5 : schéma du remblai d'une tranchée.

Les types de sols rencontrés sont classés en cinq groupes. Chacun de ces groupes présente des caractéristiques géotechniques sensiblement homogènes. Cette classification permet de déterminer les hauteurs de remblaiement admissibles des canalisations [8].

Ces groupes sont classés dans le tableau N° VII.8

Tableau N° VII.8 : la classification des types de sols rencontrés.

Groupe de sol	Description
G1	Sables et graves propres, concassés ($D_{max} < 50\text{mm}$), sables et graves peu siliceuses
G2	Sables ou graves peu argileux
G3	sables et graves très siliceux, limons peu plastiques, sables fins peu pollués ($IP < 12$)
G4	G4 sables et graves argileux à très argileux, sables fins argileux, limons argiles et marnes peu plastique ($IP < 25$)
G5	argiles et argiles marneuses, limons très plastique ($IP > 25$)

a) Remblai d'enrobage :

Il comprend

- Le lit de pose
- L'assise
- Le remblai de protection

Le remblai directement en contact avec la canalisation, jusqu'à une hauteur uniforme de 10 cm au-dessus de sa génératrice supérieure, doit être constitué du même matériau que celui du lit de pose, comme le montre la figure N° VII.6 [8].

Source : Guide d'utilisation des canalisations en PEHD (tubex BLIDA)

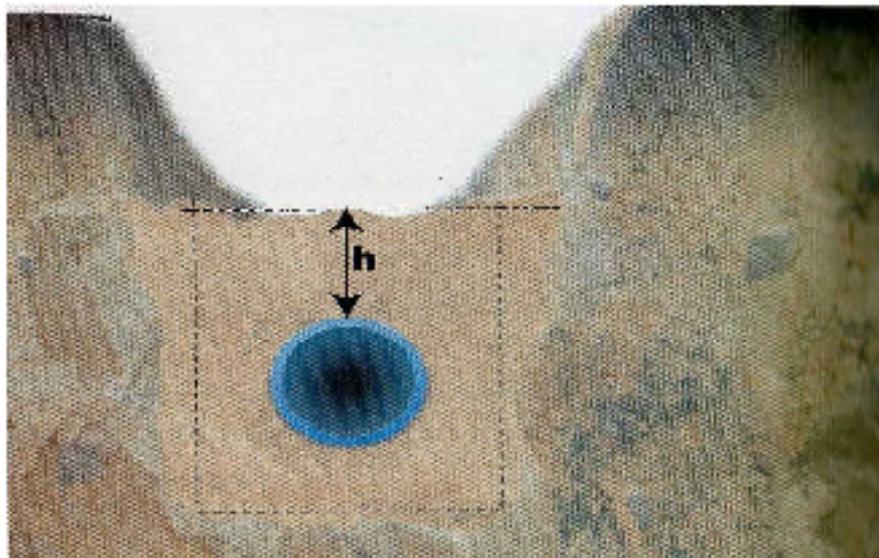


Figure N° VII.6 : schéma présente la hauteur du remblai de protection au-dessus de la conduite.

VII.8- Calcul le volume de l'assise plus le remblai de protection :

Le calcul se fait par la relation suivante :

$$V_{\text{ess+pro}} = V_{\text{enrobage}} - V_{\text{li}} - V_{\text{con}}$$

$V_{\text{ess+pro}}$: volume de l'assise + le remblai de protection

V_{enrobage} : volume de remblai d'enrobage = $(h_{\text{enrobage}} \times b + m \times h_{\text{enrobage}}^2) \cdot l \cdot c$

V_{li} : volume de lit de pose;

V_{con} : volume de conduit;

Les résultats sont dans le tableau N° VII.9

Tableau N° VII.9 : calcul de volume d'assise et le remblai de protection

D (mm)	L (m)	b(m)	m	V_{li}	V_{con}	h_{enrobage}	Sh_{enrobage}	V_{enrobage}	$V_{\text{ess+pro}}$
90	2440,23	0,29	0,25	70,77	15,52	0,29	0,11	256,53	170,25
125	1166,47	0,325	0,25	37,91	14,31	0,33	0,13	154,01	101,79
160	712,65	0,36	0,25	25,66	14,32	0,36	0,16	115,45	75,47
200	877,46	0,8	0,25	70,20	27,55	0,40	0,36	315,89	218,14
250	463,47	0,85	0,25	39,39	22,74	0,45	0,43	200,74	138,61
315	1672,07	0,915	0,25	152,99	130,24	0,52	0,54	898,79	615,56
400	2992,02	1	0,25	299,20	375,80	0,60	0,69	2064,49	1389,49
total	10324,4			696,12	600,47			4005,90	2709,30

VII.9- Calcul de la durée de transport pour le camion à benne :

$$T = \frac{V_t}{R_{cb}} = \frac{3405 \cdot 42}{373 \cdot 70}$$

$$T = 9.11 \text{ heures}$$

b) Remblai supérieur :

L'exécution du remblai supérieur peut comporter la réutilisation des déblais d'extraction de la fouille, si le maître de l'ouvrage l'autorise.

Le volume du remblai supérieur est calculé par la relation suivante [8] :

$$V_r = V_d - V_{\text{enrobage}}$$

Avec : V_r : volume de remblai supérieur ;

V_d : volume de déblai ;

V_{enrobage} : volume d'enrobage ;

Les résultats sont mentionnés dans le tableau N° VII.10

Tableau N° VII.10 : calcul de volume de remblai supérieur.

D (mm)	L (m)	V_d (m ³)	V_{enrobage}	V_r
90	2440,23	1298,51	256,52918	1041,98
125	1166,47	694,96	154,01049	540,95
160	712,65	472,13	115,4493	356,68
200	877,46	1037,60	315,8856	721,71
250	463,47	606,28	200,74044	405,54
315	1672,07	2475,97	898,78988	1577,18
400	2992,02	5153,75	2064,4938	3089,26
total	10324,4	11739,20	4005,8987	7733,30

Une fois les épreuves réussies, la mise en place du remblai bien tassée est effectuée manuellement on utilisant la terre des déblaies (tout élément indésirable est exclu).

La disposition des remblais est comme dans la figure N° VII.7

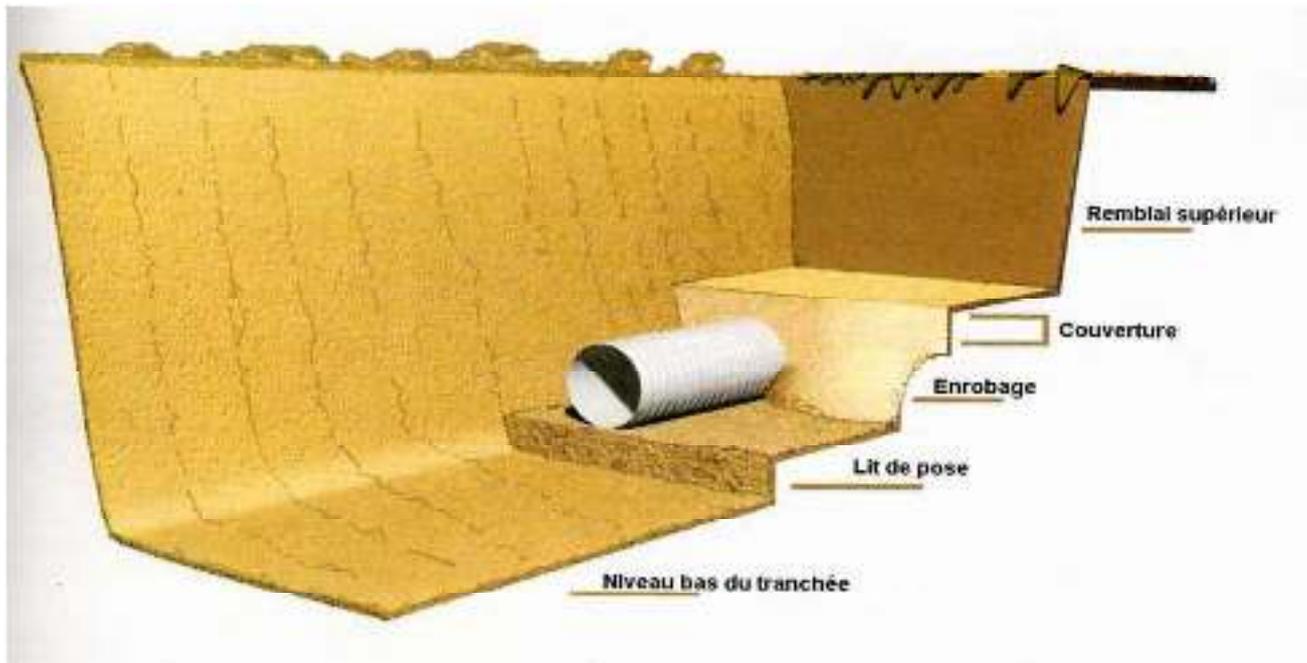


Figure N° VII.7 : la disposition de la conduite et des remblais [8].

VII.10- Choix de l'engin refouleur :

Nous choisissons un engin appelé Angledozer, car ce dernier opte à réaliser toutes les opérations, il est plus rentable par rapport au bulldozer surtout pour le remblaiement de la tranchée après la pose de la conduite.

Les caractéristiques de l'engin choisi sont :

- | | |
|-----------------------|------------------------------------|
| - Mode de commande | Hydraulique |
| - Puissance | $P = 43 \text{ ch}$ |
| - Longueur de la lame | $b_1 = 2.56 \text{ m}$ |
| - Hauteur de lame | $H_1 = 1 \text{ m}$ |
| - Rendement | $Ra = 109.29 \text{ m}^3/\text{h}$ |



Figure N°VII.8: Photo d'un angle dozer

VII.11-Calcul de la durée de remblaiement des tranchées :

$$T = \frac{V_r}{R_a}$$

On a à partir du tableau (VII.3), $V_r = 7733.3 \text{ m}^3$

$$\text{Donc } T = \frac{V_r}{R_a} = \frac{7733.3}{109.29} = 70.76.h$$

T = 8 Jours et 7 heures

VII.12- Règles de manutention et de stockage :

a-Principes généraux :

Les tubes en polyéthylène sont légers et très faciles à manipuler et en conséquence ils sont plus susceptibles d'être traités sans ménagement que des tubes en matériaux métalliques [8].

- Préserver les emballages de protection jusqu'à la mise en œuvre du produit.
- Obturer provisoirement les extrémités des tubes.
- Utiliser uniquement des sangles en nylon ou polypropylène pour la manutention et l'arrimage.
- Ne jamais employer de chaînes ou d'élingues métalliques en contact avec le matériau.
- Eviter tout contact avec les hydrocarbures (fuel, huiles...) ou les sources de chaleur (pots d'échappement...).

b-Règles pratiques :

- Porter les tubes PE plutôt que de les traîner, les rouler sur le sol ou contre des objets durs.
- Eviter le contact avec des pièces métalliques saillantes.

Choisir, lors du transport, le moyen le plus adéquat pour empêcher la projection de gravillons, goudron ou fumée d'échappement sur le matériau.

- Stocker les tubes sur des aires planes et aménagées.
utiliser des palettes pour éviter le contact direct avec le sol.
- Stocker les couronnes de référence à plat. Leur superposition ne devra pas excéder une hauteur de 1m.
- Utiliser les tubes dans l'ordre de livraison (premier entré, premier sorti)

Conclusion :

L'organisation du chantier c'est :

- gérer le journal des travaux (intempéries, nombre des ouvriers, qualifications, travaux réalisés, états d'avancements journaliers, correspondances au prévisionnel,...) ;
- gérer les états d'avancement comptable et quantitatifs.

CHAPITRE VIII



GESTION DU RESEAU

CHAPITRE VIII : LA GESTION DU RESEAU

Introduction :

La gestion du patrimoine technique des services d'eau potable joue un rôle structurant sur le coût du service à court terme, la qualité et la performance « Interne », la viabilité économique du service, ainsi que sur les externalités liées aux défaillances et aux travaux. Ce patrimoine s'apparente à des ressources naturelles par la longue durée de vie des infrastructures et la difficulté du diagnostic de leur état lié à leur caractère enterré. En outre, les équipements et leur gestion portent sur des enjeux économiques, sociaux et environnementaux importants

La mise en œuvre d'une gestion technique efficace des installations de protection et de distribution d'eau est un enjeu majeur pour les collectivités locales comme pour les individuels elle passe par la recherche d'une adéquation permanente entre ressources en eau et besoins.

L'exploitation des ouvrages de production et de distribution d'eau doit anticiper sur l'évolution de la demande pour être en mesure de prendre rapidement que possible les décisions de gestion adéquats afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau.

VIII.1- Gestion des forages :

Trois conditions sont essentielles pour gérer et exploiter correctement les forages :

VIII.1.1-Adaptation de la pompe au captage :

La pompe et un élément essentiel du captage elle doit être dimensionnée en fonction de nombreux critères :

- La hauteur d'élévation totale.
- Le débit refoulé.

VIII.1.2-La connaissance des paramètres patrimoniaux :

La connaissance des données patrimoniales est essentielle pour une bonne gestion, les paramètres d'exploitation de l'ouvrage doivent absolument être mis à la disposition des exploitants.

La base de données qui permet de disposer de l'ensemble des paramètres patrimoniaux regroupe notamment :

- La coupe technique de l'ouvrage.
- Les principales caractéristiques physico-chimiques de l'eau.
- La position du niveau statique et du niveau dynamique à différents débits.
- Le débit spécifique de l'ouvrage.
- Le débit maximum d'exploitation à ne pas dépasser.

Un exploitant ne peut pas gérer correctement ces ouvrages sans avoir connaissance de ces informations patrimoniales.

VIII.1.3 Les équipements techniques :

Il faut avoir les équipements suivants :

- Un compteur d'eau.
- Un compteur horaire par pompe.
- Un ampère mètre par pompe.
- Un voltmètre.
- Un manomètre.
- Un dispositif de protection des pompes contre le désamorçage.
- Une prise d'échantillon pour analyse

VIII.1.4-Gestion technique et suivie général des installations

(Pour un captage par forage) :

La gestion d'un forage ou d'un champ captant nécessite un suivie général des installations et des équipements qui les composent pour ce la les opérations de contrôle de suivie et d'inspection seront détaillées dans ce qui suit : [2]

a- Contrôle hebdomadaire :

- Étanchéité de la fermeture des trappes.
- Étanchéité de la fermeture de la tête de puits.
- Mesure des niveaux statiques et dynamiques.

b- Contrôle semestriel :

- Affaissement de terrains contournant les forages.
- Comparaison du niveau de forage et du niveau d'eau et du piézomètre de contrôle.
- Mesure des prélèvements et niveau.
- État de fonctionnement de l'installation.

c- Vieillessement des forages :

Le vieillissement des forages est un phénomène inéluctable qui s'accompagne de plusieurs effets :

1) Phénomène de corrosion :

- Corrosion électrochimique.
- Corrosion bactérienne.

2) Phénomène de colmatage :

- Colmatage mécanique.
- Colmatage chimique.
- Colmatage biologique.

VIII.2- Gestion des ouvrages de stockage :

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans minimum) les problèmes d'exploitation ou d'entretien peuvent concerner les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la conception.

a- Équipements du réservoir:

Le tableau ci-dessous fournit une liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir :

Tableau 0I.1 Equipements du réservoir

Fonction	équipements
hydraulique	Clapet Equipements de trop plein Vidange Siphon pour réserve d'incendie Canalisation de liaison Compteur Clapet à rentre d'air Purgeur d'air
Exploitation	Niveau Poste de liaison électrique Débit Télécommande Equipements de télétransmission
Nettoyage	Trappes de visite pour les personnels et le matériel Equipements spéciaux pour le nettoyage Pompe d'alimentation en eau By-pass Echelle
Entretien	Appareils de manutention Joints de montage Eclairage

Les réservoirs constituent un élément important des réseaux de distribution puisque ce sont des ouvrages qui assurent la régulation et la sécurité de distribution.

b- Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle

Les réservoirs doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

Parmi les opérations de contrôle et d'inspection sur les ouvrages de stockage on site :

1- Contrôle hebdomadaire :

État de propreté, porte, fenêtre et accès, étanchéité de la fermeture.

Aération, obstruction et détérioration des grilles de protection.

Turbidité de l'eau.

2- Contrôle semestriel :

État de l'ouvrage, fissuration.

Trop plein et vidange, fonctionnement des clapets, nettoyage et écoulement d'eau dans la conduite de drainage.

Contrôle de l'appareillage de mesure.

3- Nettoyage :

Les opérations de nettoyage et de désinfection des réservoirs comportent des diverses phases, comme le décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier avec un jet sous pression, on prend soin de ne pas détériorer les revêtements éventuels.

VIII.3- Gestion du réseau de distribution :

Le coût et l'organisation du réseau dépendent de façon très importante du linéaire du réseau et de sa consistance de sa vétuste et de son état

Le coût global d'entretien intègre les divers éléments détaillés dans le tableau suivant : [2]

Tableau 0I.1 : éléments du coût d'entretien

Détection	Coût de surveillance Coût de campagnes de recherche des fuites Coût de fonctionnement
Entretien courant	Coût d'entretien des branchements Coût d'entretien de la fontainerie Coût d'entretien des compteurs
Réparation	Coût de réparation des fuites Coût de remise a niveau des boches à clé

VIII.3.1- Rendement du réseau :

Le rendement du réseau de distribution d'eau potable mesure l'écart entre le volume entrant dans le réseau et les volumes consommés où facturé.

Donc c'est un élément important pour le gestionnaire de service et il doit lui porter une attention constante.

VIII.3.2- La lutte contre le vieillissement des conduites :

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps celui-ci donnant lieu soit au mauvais fonctionnement hydraulique du réseau (chute de pression, chute de rendement du réseau et coupure).

Soit à d'autres dommages (dégradation de la qualité de l'eau, déstabilisation et plainte des abonnés).

Remarque :

Pour assurer une bonne gestion du réseau de distribution il faut que ce dernier soit bien conçu, en respectant les diverses normes et les conditions de pose des conduites et d'équiper le réseau de différents organes et accessoires, en adaptant les matériaux appropriés qui faciliteront sa gestion et son entretien.

Conclusion :

La gestion du renouvellement des infrastructures est une préoccupation importante des gestionnaires de réseaux d'eau potable

CONCLUSION GENERALE :

Au terme de notre travail ce problème d'alimentation en eau potable de la nouvelle ville d'EL BAYADH ne doit pas se poser.

Dans notre mémoire nous avons dimensionnée un réseau de distribution avec la fourchette de diamètre varie entre (90÷400) mm en PEHD, un réservoir semi enterrai calé a la cote 123m de volume de 1500 m³ et de 20m de diamètre en suite on a dimensionné l'adduction avec une protection contre le régime transitoire par un réservoir d'air de 500 litre de capacité.

Pour le nouveau réseau nous recommandons une attention particulière aux branchements illicites et aux extensions inadaptées au réseau principal.

En effet la mise en œuvre d'une organisation performante de gestion permet l'amélioration de la sécurité et de control du fonctionnement de système, la réduction des pertes, la prolongation de la durée de vie des équipements et installations.

La gestion d'un système d'alimentation en eau potable doit réunir tous les acteurs du domaine c'est-à-dire, autorités, techniciens et usagers.

Bibliographie

- [1] DUPONT.A : Edition Eyrolles Paris 1988
Hydraulique urbaine
Tome I et II.
- [2] J. BONIN : Aide-mémoire d'Hydraulique urbaine.
Editions Eyrolles Paris 1982.
- [3] Dr SALAH. B : Cours d'alimentation en eau potable
ENSH 1993.
- [4] DUPONT.A : Exercices et projet.
Editions Eyrolles 1980.
Editions Eyrolles Paris 1988.
- [5]DEGREMONT : Edition Eyrolles (huitième édition).Paris 1978.
Mémento technique de l'eau
- [6] E. IVANOV : Organisation de la construction d'un
Système du projet de distribution de l'eau.
ENSH 1985
- [7] EPANET 2.0 : Manuel de l'utilisateur (version française)
Date de publication :01/09/2003
- [8] GUIDE D'UTILISATION DES CANALISATION EN PEHD
Entreprise tubex (BLIDA)

ANNEXES DES PHOTOS DE CIRCUIT D'ETUDE



Barrage de Béni bahdel de forme multi voutes (Tlemcen)



Vanne de sectionnement de barrage béni bahdel (Tlemcen)



Evacuateur de crue multi godet de barrage béni bahdel (Tlemcen)



Bassin de dissipation de barrage béni bahdel (Tlemcen)



**La Toure de prise de barrage
Hammam boughrara (Tlemcen)**



**Evacuateur de crue de barrage
Hammam boughrara (Tlemcen)**



**Protection de l'amont de barrage
de hammam boughrara en béton
(Tlemcen)**



**La galerie du barrage Hammam
boughrara (Tlemcen)**



**La Toure de prise de barrage
sikkek (Tlemcen)**



**La galerie de barrage sikkek
(Tlemcen)**



**Station de traitement de
hammam boughrara (Tlemcen)**



**Station de traitement de sikkek
(Tlemcen)**



Laboratoire de chimie de la station de traitement de sikkek (Tlemcen)



Table de commande de la station de pompage du station de traitement de sikkek (Tlemcen)



Station de pompage du station de traitement de sikkek (Tlemcen)



Les membranes de la station de dessalement d'EL GAZAOUAT (Tlemcen)



Les membranes de la station de déminéralisation (Oran)



Les filtres a sable de la station de déminéralisation (Oran)