

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 du réseau D'AEP de la Nouvelle Ville Oued Féli (w. Tizi Ouzou).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0006-10

APA Citation (APA توثيق):

Heniche, Samir (2010). Etude du réseau D'AEP de la Nouvelle Ville Oued Féli (w. Tizi Ouzou) [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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بيداغوجية، مقالات الدوريات، 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 »**

Département Spécialités

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 Oued Fali
(W.Tizi-Ouzou)**

**Présenté par :
M^r HENICHE SAMIR**

**Promoteur :
M^r : AYADI. A**

Devant le jury composé de :

Présidente : M^{me} F. AMMOUR

**Examineurs : M^{me} N. ZENDAGUI
M^{me} N. TERGUI
M^{me} W.MAHMOUDI
M^r M. FODIL CHERIF
M^r A.AYAD**

juin 2010

Remerciement

ü *A tous ceux qui ont contribué à ma formation*

H. SAMIR

Dédicace

ü *A tous ceux qui me sont chers.*

H.SAMIR

الملخص:

العمل المنجز في إطار مذكرة نهاية الدراسة يهدف لوضع أبعاد لشبكة التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة (واد فالي).

و في حالتنا دون استخدام الحاسوب و المحاكاة العددية، فإنه من غير الممكن أن تكون هناك معرفة جيدة للسلوك الهيدروليكي للشبكة.

و على الرغم من القيود العديدة المرتبطة بصعوبة التضاريس بناحية القبائل عامة ومدينة واد فالي خاصة، استطعنا أن نحصل على السير الحسن للشبكة، لتوفير أوضاع هيدروليكية حسنة في حالة التوزيع العادي و في حالة العسر.

Résumé :

Le travail effectué dans ce mémoire de fin d'études a pour but de dimensionner le réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Oued Fali (W de Tizi-Ouzou). Dans notre cas, sans l'utilisation de moyens informatiques et de simulations numériques, il est difficile d'avoir une bonne connaissance du comportement hydraulique du réseau.

Malgré de nombreuses contraintes liés au relief accidenté de la région de la Kabylie généralement et la ville de Oued Fali particulièrement, on a pu avoir une bonne optimisation du fonctionnement, afin d'approvisionner la ville avec de bonnes conditions hydrauliques de distribution, dans le cas d'une distribution en temps normal ainsi qu'en temps de pénuries.

Summary:

The purpose of the work carried out in this memory of end of studies is to dimension the feeder system in of drinkable of the town of Oued Fali (W of Tizi-Ouzou). In our case, without the use of average data processing and digital simulations, it is difficult to have a good knowledge of the hydraulic behavior of the network.

In spite of many constraints related to the broken relief of the area of Kabylie generally and the town of Oued Fali particularly, one could have a good optimization of operation, in order to supply the city with hydraulic good conditions of distribution, in the case of a distribution in normal weather like in times of shortages.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation de la ville

<u>I- Introduction :</u>	1
<u>I.1 Situation géographique :</u>	1
<u>I.1.1 Situation sur le plan national :</u>	1
<u>I.1.2 Situation sur le plan régional :</u>	2
<u>I.2 Plan urbain de la ville :</u>	2
<u>I.3 Situation topographique :</u>	3
<u>I.4 Situation géologique :</u>	4
<u>I.5 Situation hydrologique :</u>	5
<u>I.6 Situation topographique :</u>	6
<u>I.6.1 Pluviométrie :</u>	6
<u>I.6.2 température :</u>	6
<u>I.6.3 La grêle :</u>	7
<u>I.6.4 Le vent :</u>	7
<u>I.6.5 Le sirocco :</u>	7
<u>I.6.6 Séismicité :</u>	7
<u>I.7 Présentation hydraulique :</u>	8
<u>I.7.1 Alimentation en eau potable :</u>	8
<u>I.7.2. Assainissement :</u>	9

I.8

<u>CONCLUSION :</u>	10
---------------------------	----

Chapitre II : Estimation des besoins

<u>II.1 Introduction :</u>	11
<u>II.2 Evaluation de la population future :</u>	11
<u>II.3 La consommation d'eau :</u>	12

<u>II.3.1 La consommation domestique :</u>	12
<u>II.3.2 La consommation industrielle :</u>	12
<u>II.3.4 La consommation collective :</u>	12
<u>II.4 Facteurs affectant la consommation :</u>	13
<u>II.5 Evaluation des besoins en eau :</u>	13
<u>II.5.1 Besoins domestiques :</u>	13
<u>II.5.2 Besoins industriels :</u>	14
<u>II.5.3 Besoins collectifs :</u>	15
<u>II.5.4 Besoins collectifs :</u>	17
<u>II.6 Variation des débits de consommation dans le temps :</u>	17
<u>II.7 Coefficient d'irrégularité :</u>	18
<u>II -7-1 Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max j}$) :</u>	18
<u>II.7.2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min j}$)</u>	18
<u>II.7.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max, h}$) :</u>	19
<u>II.7.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min, h}$) :</u>	19
<u>II.8 Détermination des débits journaliers :</u>	20
<u>II.8.1 Consommation maximale journalière ($Q_{max, j}$) :</u>	20
<u>II -8-2 Consommation minimale journalière ($Q_{min j}$) :</u>	20
<u>II.9. Détermination des débits horaires :</u>	21
<u>II.9.1 Débit moyen horaire :</u>	21
<u>II -9-2 Détermination du débit maximum horaire :</u>	21
<u>II.10 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....</u>	<u>22</u>
<u>II.11 Conclusion :</u>	25
Chapitre III : Réseau de distribution	
<u>III.1. Introduction :</u>	26
<u>III.2. Choix du matériau des conduites :</u>	26
<u>III.2.1 Tuyaux en fonte :</u>	26
<u>III.2.2 Tuyaux en acier :</u>	26
<u>III.2.3 Tuyaux en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié) :</u>	26
<u>III.2.4 Comparaison entre les différents types des tuyaux :</u>	27
<u>III.3. Hypothèses de calcul et de dimensionnement :</u>	32
<u>a/ Débits</u>	32

b/ Choix du diamètre	32
c/ Pression	32
III.4. Classification des réseaux :	33
a/ Réseau ramifié	33
b/ Réseau maillé.....	33
III.5. Calcul d'un réseau ramifié.....	34
III.6. Calcul Réseaux maillés :	35
III.7. Calcul des débits :	37
III -7-1- Détermination du débit spécifique :	37
III -7-2 Calcul des débits en route :	37
III -7-3 Détermination des débits nodaux:.....	37
III -7-3.1 Cas de pointe :	38
III -7-3.2 Cas de pointe +Incendie :	42
III -7-4 Répartition arbitraire des débits.....	47
III -7-5 Détermination des diamètres et des vitesses	47
III -8- Résultats de la simulation :	50
Cas de pointe :	50
Cas de pointe+incendie :	54
III-9	
CONCLUSION :	
.....	58

Chapitre IV : Les Réservoirs

IV .Introduction :	59
IV.1-Généralités :	59
IV .2.1 Précautions générales :	59
IV. 2.2 Prescriptions générales applicables aux réservoirs :	60
IV .2.3 Réservoirs à surface libre :	60
IV. 2.4 Bâches de reprise :	61
IV .3-Rôle des réservoirs :	61
IV.4-Emplacement de réservoirs :	62
IV.5-Choix du type de réservoirs :	62
IV.6- Détermination de la forme et implantation :	63
IV. 6.1- Formes :	63
IV. 6.2- Hauteur d'eau :	63

IV.6.3- Implantation et relief :	64
IV.7 Calcul de la capacité des réservoirs :	64
IV.7.1 Méthode de calcul.....	65
IV.7 .2 Le volume du réservoir :	65
IV.7.2.1 Calcul du diamètre du réservoir R1 et R2 :	66
IV.7.2.2 La hauteur de la réserve d'incendie des réservoirs R1 et R2 :	66
IV.7.2.3 Calcul du diamètre du réservoir R3 :	67
IV.7.2.4 La hauteur de la réserve d'incendie du réservoir R3:	67
IV.8-AMENAGEMENT INTERNE DES RESERVOIRS.....	68
IV.9-EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS :	68
IV.10-RECOMMANDATIONS DIVERSES.....	68
IV.11-CONCLUSION :	69

Chapitre V : Pose et rénovation des conduites

V.1 Introduction :	70
V.1 Pose de canalisation :	70
V.1.1. Pose classique	70
V.1.2. Pose sans ouverture de tranchée :	72
V.1.2.1 Fonçage	72
V.1.2.2 Forages	72
V.1.2.2.1 Forage horizontal par poussée	73
V.1.2.2.2 Forage par compactage	74
V.1.2.2.3 Forage dirigé	74
V.2. Rénovation des conduites	75
V.2.1 Nettoyage classique	76
V.2.2 Rénovations modernes	76
V.2.2.1 Chemisages	76
V.2.2.2 Gainages	78
V.2.2.3 Remplacements in situ	78
V.2.2.4 Remplacement des branchements en plomb	79
V.2.2.5 Protection contre les retours d'eau	81
V.3 Conclusion :	81

Chapitre VI : Gestion et rendement du réseau

VI.1 Introduction :	82
VI.2 But de la gestion :	82
VI.3 Gestion et exploitation des ouvrages de stockage :	82
VI.3.1 Equipements du réservoir :	82
VI.3.2 Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :	84
VI.3.2.1 Contrôle hebdomadaire :	84
VI.3.2.2 Contrôle semestriel :	84
VI.4.1 Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau :	85
VI.4.2 La surveillance et l'entretien courant :	85
VI.4.3.2 Le comptage :	85
VI.4.4 Rendement du réseau :	86
VI.4.5 La lutte contre le vieillissement des conduites :	86
VI 5. Rendement d'un réseau	86
VI 5.1 Définitions	86
VI 5.2 Détermination du rendement	
VI 5.2.1 Comptage à l'amont	86
VI 5.2.2 Comptage à l'aval	87
VI 5.2.3 Volumes gaspillés	87
VI 5.2.4 Fuites	87
VI 5.3 Paramètres agissant sur le rendement	88
VI 5.4.3 Méthodes nouvelles	88
Chapitre X. VI. 6. Conclusion :	90

Chapitre VII Organisation du chantier

VII. INTRODUCTION	91
VII-1- Les actions reçus par les conduites:	91
VII-2- Exécution des travaux:	92
VII-2-1: Vérification, manutention des canalisations :	92
VII-2-2 : Décapage de la couche de terre végétale ou goudron.....	92
VII-2-3 : Excavation des tranchées:.....	92
VII-2-3-1 : calcul de la profondeur de tranchée :	93
VII-2-3-2 : calcul de la largeur de tranchée :	93
VII-2-3-3 : Choix du coefficient du talus :	94

VII.2-4 : Aménagement du lit de sable :	94
VII-2-5 : Accessoires :	95
VII-2-5-1 : Les robinets vannes :	95
VII-2-5-2 : Robinet d'arrêt <u>.....</u>	<u>95</u>
VII-2-5-3 : Les vannes papillons :	95
VII-2-5-4 : Les ventouses :	95
VII-2-6 : Essai sur la canalisation en place.....	96
VII-2-6-1 : L'épreuve des joints et canalisations principales :	96
VII-2-7 : Remblaiement des tranchées:.....	96
VII-2-8 : Volume excédentaire :	97
VII-3 : Choix des engins :	97
VII-3-1 : l'engin Pour l'excavation des tranchées :	97
VII-3-2 : l'engin Pour le remblaiement des tranchées :	98
VII-4 : Calcul du volume de terrassements :	98
VII-4-1- : Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron	98
VII-4-2 : Calcul du volume de déblai :	99
VII-4-3 : CALCULE DU VOLUME DE LIT DE SABLE :	100
VII-4-4 : Calcul du volume de remblai :	101
VII-4-5 : Volume excédentaire :	102
VII.6 : Planification des travaux:	103
VII.7 Conclusion :	106

Chapitre VII PROTECTION ET SECURITE DU TRAVAIL

VIII.1 Introduction	107
VIII.2 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	107
VIII.2.1 Facteurs humains	107
VIII.2.2 Facteurs matériels	107
VIII.3 Liste des conditions dangereuses.....	108
VIII.4 Liste des actions dangereuses	108
VIII.5 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	109
a. Protection individuelle	109
b. Autre protections.....	109
c. Protection collective	109
d. Engin de levage	110

e. Appareillage électrique	110
VIII.6 Conclusion	110

CONCLUSION GENERALE

La liste des tableaux

[Tableau II.1- Evaluation de la population](#)..... Erreur ! Signet non défini.

[Tableau II-2 : Besoins domestiques :](#) Erreur ! Signet non défini.

[Tableau II.3- Exemples de la consommation industrielle](#)..... Erreur ! Signet non défini.

[Tableau II-4 : évaluation des besoins administratifs](#). Erreur ! Signet non défini.

[Tableau II-5 : évaluation des besoins scolaires](#) Erreur ! Signet non défini.

[Tableau II-6 : Besoins commerciaux :](#) Erreur ! Signet non défini.

[Tableau N° II.7 : \$\beta_{max}\$ en fonction du nombre d'habitants](#).... Erreur ! Signet non défini.

[Tableau N° II.8 : \$\beta_{min}\$ en fonction du nombre d'habitants](#) Erreur ! Signet non défini.

[Tableau N° II.9 : réparation des débits horaires en fonction du nombre d'habitant](#) Erreur ! Signet non défini.

[Tableau N° II.10 : variation des débits horaires de la ville de Oued](#)

[Fali](#)..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III -1 Comparaison entre les différents types des tuyaux :.....27

Tableau III -2 : Détermination de débit spécifique : 37

Tableau III -3 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe) 38

Tableau III -4 : détermination des débits aux nœuds (cas de pointe+incendie)42

Tableau N°III 5 : calcul des diamètres et des vitesses 47

Tableau N° III.6 : résultats de la simulation sur les nœuds..... 50

<i>Tableau N° III.7 : résultats de la simulation sur les conduites :</i>	51
<i>Tableau N° III.8 Résultats de la simulation sur les nœuds :</i>	54
<i>Tableau N° III.9 Résultats de la simulation sur les conduites :</i>	55
Tableau IV.1 La hauteur de réservoir en fonction de la capacité	64
Tableau IV -2 : détermination de la capacité du réservoir	65
Tableau IV. 3 : caractéristique des réservoirs R1 et R2 de mise en charge. ...	66
Tableau IV.4 : caractéristique du réservoir (R 3) de mise en charge.	67
Tableau N° VI.1 : Equipements du réservoir	83
Tableau VII-1 choix du coefficient du talus:	97
Tableau N° VII-2 : Coefficient de foisonnement	97
Figure VII.3: Pelle équipée en rétro	98
Figure VII-4 : Chargeur	98
Tableau VII-3 : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau	99
Tableau VII-4 : calcul du volume de déblai pour le réseau	99
Tableau VII-5 : calcul du volume de sable pour le réseau	100
Tableau VII-6: calcul du volume de remblai pour le réseau	101
Tableau VII-7: calcul du volume excédentaire pour le réseau.....	102
Tableau VII-8: Le volume Total des travaux pour le réseau de distribution.	103
Tableau VII.9 : détermination de chemin critique.....	104

Liste des figures

<u>Figure I.1 plan de situation de la wilaya de tizi-Ouzou</u>	1
<u>Figure I.2 plan de situation de la commune de Tizi-Ouzou</u>	2
<u>Figure I.3 Carte géologique de la région d'étude</u>	5
<u>Figure I.4 : les zones de sismicité</u>	7
<u>Figures II-1 : diagramme de la consommation totale</u>	24
<u>Figures II-2 : la courbe des débits cumulés</u>	24
<u>Figure IV 1 : Les chicanes dans le réservoir</u>	68
Figure V.1 – Fonçage horizontal	73
Figure V.2– Forage horizontal dirigé	75
Figure V.3– Chemisage par gaine souple	77
Figure V.4– Chemisage par tube prédéformé.....	78
Figure V.5 – Gainage.....	78
Figure V.6 – Remplacement d'une conduite après éclatement	79
Figure V.7 – Extraction de branchement en plomb	80
Figure V.8 – Risques de siphonage et protection possible	81

coupe en travers d'une conduite.....	93
coupe en travers d'une conduite.....	94
<u>Figure VII.3: Pelle équipée en rétro</u>	98
<u>Figure VII-4 : Chargeur</u>	98
FIGURE V II- 5 Réseau à nœud.....	105

Liste des planches

1. Plan d'aménagement avec le réseau d'AEP projeté de la ville d'Oued Fali (W.Tizi-Ouzou).
2. Profil en long des conduites : P-1, P-13, P-29, P-30, P-28, P-27.
3. Profil en long des conduites P-112, P-74, P-73, P-71, P-71, P-118, P-117, P-68, P-90.
4. Répartition arbitraire des débits.
5. Caractéristiques du réseau projeté.
6. Répartition des vitesses et des pressions dans le réseau.

Introduction générale :

L'importance de l'eau pour la vie et comme composant de l'écosystème mondial n'est plus à démontrer. Cette ressource qui répond aux besoins fondamentaux de l'homme est un élément-clé du développement, en particulier pour générer et entretenir la prospérité par le biais de l'agriculture, de la pêche, de la production d'énergie, de l'industrie, des transports et du tourisme. En outre, l'eau est vitale pour tous les écosystèmes du monde.

La qualité de la vie dépend directement de celle de l'eau. Une eau de bonne qualité soutient des écosystèmes salubres et, partant, conduit à l'amélioration du bien-être de l'homme. Cependant, la mauvaise qualité de l'eau se répercute sur l'environnement et le bien-être de l'homme. Ainsi, les maladies transmises par l'eau causent la mort de plus d'un million et demi d'enfants chaque année.

L'accès à l'eau potable est un enjeu important dans le monde. Si un homme peut passer des jours sans électricité et sans nourriture, il est par contre impossible de passer plus d'une journée sans boire. Le volume d'eau potable représente seulement 1/3 du volume total d'eau dans le monde. D'ici 2025, 300 millions d'africains risquent de vivre dans un environnement où l'eau sera rare avec une population qui risque dépasser le cap du milliard. Actuellement, 25% de la population urbaine en Afrique sont mal approvisionnée en eau. Pour fournir de l'eau potable et un assainissement adéquat à tous les ménages en Afrique subsaharien, il faudra 47 milliard de dollars. Par endroit, la situation est critique et la menace sur la santé publique, la sécurité alimentaire, le suivi des êtres vivants et de l'environnement est immédiat.

Convenant avec des nouveaux systèmes basés sur la bonne politique de gestion, nous élaborons ce mémoire de thème : **Alimentation en eau potable de la ville de Oued Fali (w de**

Tizi-Ouzou), dans le but de satisfaire quantitativement et qualitativement, les besoins en eau des consommateurs, conformément au plan de développement national et ceci, en dimensionnant tous les ouvrages nécessaires, de la source jusqu'au robinet afin d'assurer, un débit suffisant et une pression minimale pour tous les consommateurs de la commune.

I- Introduction :

Connaître la situation de la zone d'étude de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique nous permet de mener à bien notre travail.

I.1 Situation géographique :

I.1.1 Situation sur le plan national :

Parmi les 48 wilayas de l'Algérie se distingue celle de Tizi-Ouzou par son caractère d'appartenance à la Kabylie. C'est une région qui se trouve au nord de l'Algérie et ayant une culture et une histoire peu commune du reste de l'Afrique du Nord. Ceci est dû en partie au système orographique particulier de la Kabylie. La chaîne du Djurdjura décrit un arc de cercle, qui se termine à l'ouest au Cap Djinet près du col Béni Aïcha et à l'est, au piton de Lalla Gouraya qui domine Bougie.

Cette région est caractérisée par son accès si difficile qu'il isole ainsi la Kabylie du reste de l'Algérie. Du côté du nord, une série de chaînons parallèles au littoral complète cette protection. Celle-ci est moins élevée mais leur masse également peu accessible, se présente comme une muraille. Cette conformation géographique fait de la Kabylie, comme une île inabordable, une région qui restera longtemps fermée à la curiosité et aux ambitions de l'étranger ou du conquérant. L'habitant de cette région, dans le souci de préserver ses intérêts et son indépendance, résista à toute pénétration d'allure même pacifique, vécut de sa vie libre.

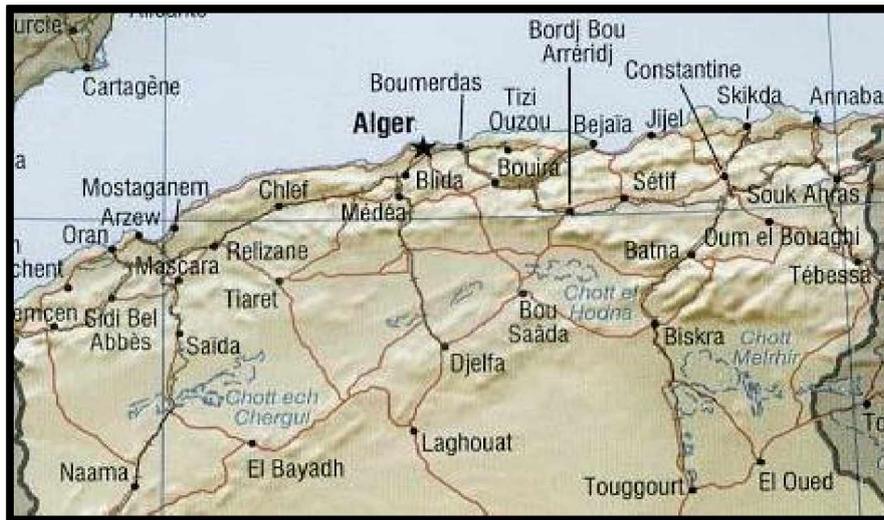


Figure I.1 plan de situation de la wilaya de tizi-Ouzou

I.1.2 Situation sur le plan régional :

Le chef lieu de la Wilaya de TIZI OUZOU est situé sur la RN 12 à environ 100Km Est de la capitale Alger.

La commune de Tizi-Ouzou occupe une superficie de 2 995,00 ha.

Ses limites administratives sont :

Au Nord par les localités : Bordj Sebaou et Ifouzar.

Au Sud par les localités : bou Hinoun et Tazazraït.

A l'Est par : la commune de Tamda.

A l'Ouest par : la commune de Draa Ben kheda.



Figure I.2 plan de situation de la commune de Tizi-Ouzou

I.2 Plan urbain de la ville :

Le PDAU révisé de Tizi-Ouzou prévoit au niveau de la carte des secteurs, une surface d'urbanisation globale du chef lieu de 2 995, 00 ha.

Cette surface globale se répartie comme suit :

- Secteur urbanisé : 1 407 ha.
- Secteur à urbaniser : 1 243 ha.
- Secteur d'urbanisation future 345 ha.

La réalisation de la rocade Nord, l'extension de la rocade sud, la liaison des deux rocades et la mise en service du réseau de chemin de fer permettront sans nul doute le désengorgement de la ville.

Les voies urbaines primaires réalisées et projetées à partir des deux rocades permettront, enfin, le développement radio concentrique de la ville en rupture avec son développement linéaire actuel (le long de la RN 12).

Le révisé préconise la réalisation d'un stade olympique de 50 000 places et l'aménagement de toute la zone y efférente en pôle d'excellence sur 355 ha complexe sportif, opéra, musée, CHU, centre d'affaire, hôtel, parc d'attraction, palais des expositions etc).

Ces projets d'envergure, déjà lancés pour certains, ne doivent pas nous faire oublier l'épineux problème de logement et d'habitat intégré en son sens le plus large.

Le PDAU de Tizi-Ouzou révisé, à prévu la livraison prioritaire, clefs en main, d'un pôle urbain nouveau à Oued Falli sur 315 ha.

La réalisation de ces pôles urbains nouveaux sur un site « collinaire » consacrera, en même temps que celle des grands équipements signalés plus haut, le nouveau visage de la ville de Tizi-Ouzou et son statut de pôle régional sur une superficie totale de 670 ha.

La réalisation de ces nouveaux pôles urbains devra être précédée par celle des infrastructures de base et, au préalable, par l'engagement et l'aboutissement des procédures d'acquisition ou d'expropriation des terrains d'assiette concernés et de leur remembrement éventuel.

Il est de notoriété publique que cette contrainte foncière est, particulièrement, vécue dans la wilaya de Tizi-Ouzou où l'attachement à la terre ancestrale est de règle et où les contraintes de succession et de démembrement sont cruciales.

I.3 Situation topographique :

La topographie générale se caractérise par les flancs de coteau de pente régulière élevée (moyenne de 25%). Le relief est presque tabulaire suivant la ligne de crêtes. La pente est très prononcée en ces lieux et elle dépasse parfois les 35%.

A une échelle locale, le sol est très escarpé comportant ainsi des talus plus et moins réguliers. Cet ensemble structural est entrecoupé de talwegs qui charrient les eaux pluviales et les matériaux de zones hautes vers l'oued.

La partie basse qui occupe la vallée d'oued Falli est pratiquement plate et la pente ne dépasse guère les 5%.

Les caractéristiques des pentes se résument comme suit :

- Pentés inférieures à 20% : 170,00 ha soit 26,04% de la superficie de la zone d'études.
- Pentés comprises entre 20% et 35% : 443,00 ha soit 65,53% de la superficie de la zone d'études.
- Pentés supérieures à 35% : 57,00 ha soit 8,43% de la superficie de la zone d'études.

L'analyse géomorphologique permet de faire le point sur la zone dans le domaine topographique, géologique et climatique, une enquête sur le terrain nous a permis de faire le constat sur les types de formes géomorphologique qui sont en rapport avec la géologie et la topographie également sur l'état actuel des versant et leurs comportement vis-à-vis les agents d'érosion hydrique.

En général, la structure de la zone d'étude n'est pas mise en évidence car la prédominance d'une lithologie tendre marneuse avec l'inclinaison des pentes et les qualités abondantes des pluies ont donné naissance à des formes non structurales (absence d'affleurement dure), il s'agit de versant convexes réduits en lanière bombée vers le ciel.

Pur les formes liées à l'action des eaux de ruissellement on dénote les ravins en V qui sont inscrit au dépend de la formation imperméable marneuses et les argileuses, ces derniers ne manifestent aucune résistance vis-à-vis ces agent d'érosion surtout en l'absence de toute mesure de protection, on marque aussi la présence de vallon en berceau de direction NW qui sont dus à la concentration des eaux de ruissellement.

Toutes ces caractéristiques géomorphologiques ; pentes, lithologie, rhéologie, perméabilité et dispositions des versants doivent être prises en considération dans tout projet.

I.4 Situation géologique :

Sur le plan lithologique ; la lithologie est une forme simplifiée de la géologie, elle donne une indication des roches de surface et sur la résistance des sols à l'érosion, la commune de Tizi-Ouzou présente une multitude de faciès, dont les plus présentés sont énumérés ci-après :

- Les alluvions et sables :

Ces faciès, moyennement stable, sont dans les zones de dépression en bordure des principaux oueds (plaines et terrasses alluviales).

- Les argiles :

Formations très peu perméables et sensibles à l'érosion au même titre que les marnes, les argiles sont localisées essentiellement au niveau des dépressions où elles côtoient les formations alluvionnaires.

- Les marnes :

Formations très sensibles à l'érosion et souvent sujettes aux glissements de terrains quand elles sont situées en forte pente, les sont principalement rencontrées sur les versant qui surplombent de part et d'autre la vallée de Sébaou.

- Terres végétales :

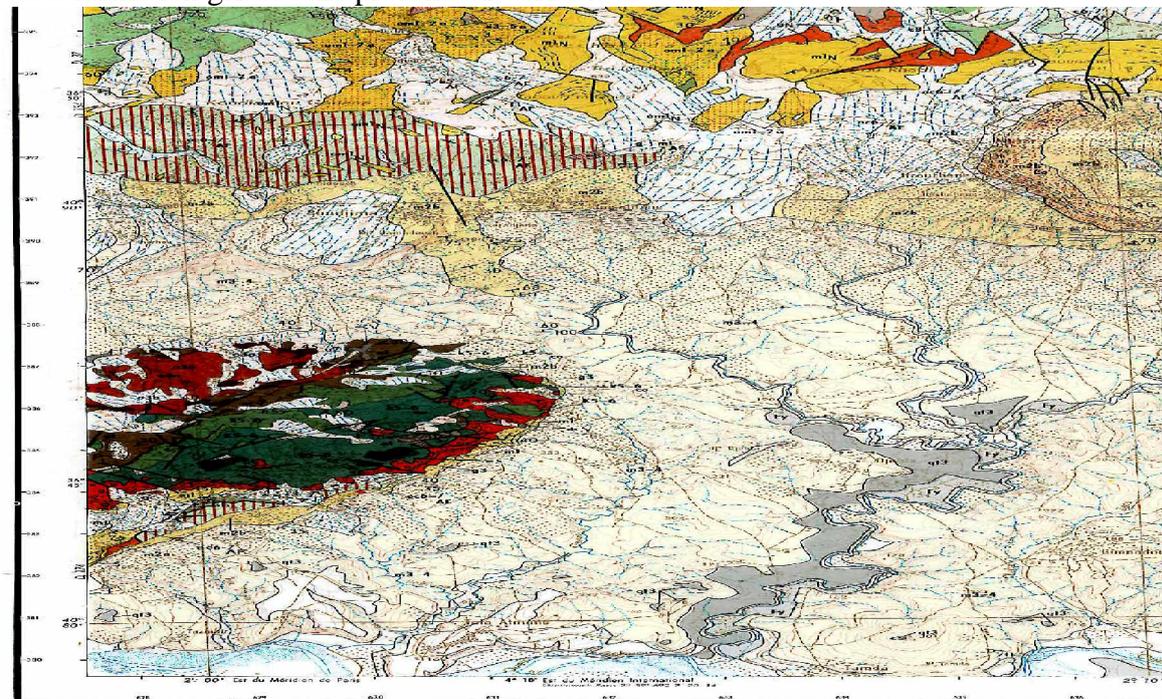
Constituées d'argile limoneuse brune d'épaisseur variable de 0 à 80 cm.

- Argile marneuse :

Cette couche peut atteindre une épaisseur variable de 2 à 3 m.

- Marne altérée :

Cette formation grise à une profondeur variable de 3 à 4 m.



m3-4	Marnes, Langhien - Serravalien.	m2b	Malasses.
m1N	'Grès numidiens.' Aquitaniens	am1-2 a	Argiles à blocs

Figure I.3 Carte géologique de la région d'étude

I.5 Situation hydrologique :

La commune de Tizi Ouzou fait partie du bassin versant de Oued Sebaou Sebt, limité par les coordonnées géographiques L.L (3.9410°, 36.5744°) et L.L (4.1728°, 36.8335°).

Ce sous bassin couvre une superficie de l'ordre de 301 Km² avec un périmètre de 94.8 Km, il est de forme allongée ; ce qui favorise la concentration des eaux ruisselées. Oued Sebaou découpe le sous bassin versant en direction E-W sur une distance de 17 Km. L'aire d'alimentation de cette portion du tronçon de Oued Sebaou, lors de son passage en milieu du ce sous bassin versant, se subdivise en deux parties :

- Une partie septentrionale dont les affluents coulent du Nord vers le Sud.
- Une partie méridionale dont les affluents coulent du Sud vers le Nord.

Quant à la zone d'étude, elle est située à la partie méridionale du sous bassin versant, Elle est marquée, sur sa marge Ouest, par le passage de l'Oued Falli relie au l'Oued Sébaou par l'Oued Sebt, d'où la nomination du sous bassin versant. Ce dernier prend son origine à a hauteur de Taguemount Oukerrouch qui culmine à 726 m en changeant direction deux fois S-N puis SE-NW, et recevant la majorité des affluents de la partie méridionale du sous bassin versant de Oued Sebt pour rejoindre par la suite Oued Sebaou du coté de Sidi Namane.

I.6 Situation topographique :

Tizi Ouzou se situe sur la zone de contact et de lutte entre les masses d'air polaires et tropicales d'Octobre –Novembre à Mars-avril les masses d'air arctique L'emportent généralement et déterminent une saison froide et humide. Les autres mois de l'année, les masses d'air tropicales remontent et créent chaleur et sécheresse.

I.6.1 Pluviométrie :

Les précipitations s'effectuent en grosses pluies peu nombreuses : entre 600 et 1000 mm peuvent tomber en quelques semaines sous forme de pluies de durées variant de quelques heures à quelque jour. Ces précipitations peuvent varier considérablement d'une année à l'autre.

La distribution mensuelle des pluies divise l'année deux périodes distinctes

- ü Une période sèche qui s'étale du mois de Juin au mois de septembre, période au cours de laquelle on enregistre environ 10% de la pluviométrie annuelle moyenne.
- ü Une période humide qui s'étend d'Octobre à Mai, période au cours de laquelle on enregistre près de 90% de la pluviométrie annuelle moyenne.

D'une manière générale, le territoire des zones de montagne du massif du Djurdjura bénéficie de précipitations appréciables (généralement supérieures à 700mm/an, et pouvant même dépasser sur les sommets plus élevés 1500mm) dont le volume augmente en rapport avec l'élévation de l'altitude.

I.6.2 température :

D'une manière générale on distingue deux saisons :

- Une saison froide qui s'étale de Novembre à Avril où les minima absolus peuvent descendre au dessous de 0 °c
- Une saison chaude qui s'étale de Mai à Octobre où les maxima absolus peuvent dépasser 45 °c

I.6.3 La grêle :

Elle est fréquente pendant la saison hivernale (Décembre, Janvier, Février).

I.6.4 Le vent :

Les vents les plus fréquents sont à tendance directionnelle Nord (Nord-est et Nord –Ouest) et Ouest.

I.6.5 Le sirocco :

Vent chaud et sec provenant du sud, il est fréquent pendant la période estivale.

I.6.6 Séismicité :

Si la Méditerranée apparaît, aujourd'hui, comme l'une des zones de sismicité élevée, c'est autant du à l'existence des plissements Alpains qu'à celles d'effondrements particulièrement actifs de terrain.

D'après les manifestations sismiques ressenties et les publications du ministère des travaux publics, l'Atlas tellien constitue, en Algérie, l'un des éléments géologiques proches du plissement Alpin.

Dans ce cas, on peut dire que notre terrain est implanté dans l'une des régions où la sismicité est assez importante (zone 2), et cela d'après la carte du zonage sismique du territoire national (RPA99-Version 2003), Sur la carte suivante il est défini 4 zones sismiques classées comme suite :

- 1)- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- 2)- Zone 1 : sismicité faible ;
- 3)- Zone 2 : sismicité moyenne ;
- 4)- Zone 3 : sismicité élevée.

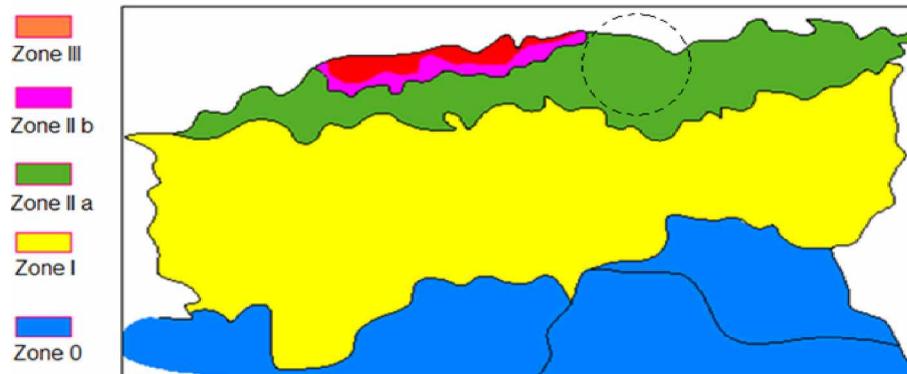


Figure I.4 : les zones de séismicité

I.7 Présentation hydraulique :

I.7.1 Alimentation en eau potable :

La disponibilité de la ressource en eau non loin de la nouvelle ville de Tizi-Ouzou est un atout important pour accompagner et concrétiser les différents projets de développements prévus dans cette zone.

Les deux principales ressources seront tirées à partir de la nappe alluviale de l'oued Sebaou et du barrage de Taksebt.

La mobilisation de celle-ci assurée par l'intermédiaire des ouvrages suivants :

- Ø La batterie de forages au nombre de dix (10) implantés dans le champ captant de Bouaid, mobilisant un débit global journalier de $24\text{m}^3/\text{j}$.
- Ø Les deux conduites jumelées en fonte émanant du barrage de Taksebt ($2 \times 1800\text{mm}$), qui alimente le réservoir R 2000 m^3 de la station de reprise située à la limite du périmètre de la ville nouvelle.

Hormis le réservoir R 5000 m^3 existant, conçu pour la collecte des eaux de refoulement (DN 800 mm en acier) émanant des fourrages de Bouaid et desservant, à son tour, en gravitaire, la station de refoulement de Thassadort, qui alimente la population de Beni Douala et de Maatkas, aucune autre infrastructure hydraulique ne s'y trouve actuellement à l'intérieur de la zone d'étude.

Dans le cadre de l'aménagement de Oued Falli, un réservoir d'une capacité similaire est en voie de lancement par la direction de l'Hydraulique de Tizi Ouzou, celui-ci sera réalisé à côté du CET (centre d'enfouissement technique).

D'après les renseignements recueillis auprès de la DHX, à court terme, les villages et le chef lieu de Beni Douala seront déconnectés de la chaîne de refoulement de Boualid.

Leur alimentation en eau sera assurée à partir du barrage de Taksebt (projet en cours d'achèvement).

Quant aux villages relevant de la daïra de Maatkas dont la population est estimée à long terme à 32000 habitants, leurs besoins en eau seront tirés directement de la station de reprise R 2000 m³ située à proximité de la rocade sud.

Devant cette nouvelle donnée, le débit qui sera mobilisé à partir des forages de Boualid servira à l'approvisionnement en eau du réservoir existant R 5000 m³, qui, à son tour, permettra le stockage et la distribution vers la zone nord de la ville nouvelle.

Le réservoir projeté R 5000 m³ desservira la partie sud de la ville nouvelle de Tizi Ouzou, son alimentation sera assurée à partir de la station de reprise R 2000 m³.

I.7.2. Assainissement :

Les principaux ouvrages d'assainissements existants dans la zone d'étude sont les suivants :

- Ø La station d'épuration d'une capacité de 2500 Eq/hab, située à la sortie Ouest de la ville de Tizi Ouzou, plus précisément à Boukhalfa.
- Ø L'ovoïde 1500 mm* 2250 mm) longeant la R12, prend en charge toutes les eaux pluviales et usées émanant du bassin versant de la ville vers la STEP de Boukhalfa.
- Ø L'ovoïde 2100mm* 3100mm) de Oued Falli, dont le prolongement est en voie d'achèvement, est conçu pour la prise en charge des eaux pluviales et usées du bassin versant de Oued Falli.

Le relief du terrain présente deux bassins versant distincts : l'un tend vers l'Oud Sébaou et l'autre vers l'Oued Sebt. Ce dernier nécessitera la projection d'une autre station d'épuration d'une capacité de 120 000 Eq/heb pour la zone de oued Falli.

Dans le cadre de l'extension de la ville nouvelle, il est nécessaire de prévoir la réalisation d'un poste de relevage pour un éventuel transfert des eaux vers la STEP Existante.

Actuellement, la capacité de la station d'épuration de la station d'épuration (25 000 Eq/hab) située à Boukhalfa, est dépassée et ne peut pas faire face au complément du débit des eaux usées émanant de la ville nouvelle.

Pour cela, il est impératif de songer, dès maintenant, à une éventuelle extension de cette dernière.

I.8 CONCLUSION :

Ce résumé de la présentation de la ville, nous a permis de ressortir quelques points nécessaires, basés essentiellement sur la situation topographique et climatologique qui va nous aider à garantir une meilleure projection du nouveau système d'alimentation en eau potable de la ville de Tizi-Ouzou, de telle façon à assurer l'alimentation convenable de la ville.

II.1 Introduction :

L'évaluation des quantités d'eau nécessaires à une agglomération urbaine ou rurale n'est jamais faite avec certitude, car chaque catégorie de besoins en eau dépend de nombreux paramètres dont l'évolution dans le temps est très difficile à cerner. En général, la quantification rigoureuse des demandes en eau potable à satisfaire repose sur des données statistiques. Ces besoins sont évalués en deux étapes :

Etape 1 :

Appréciation des besoins unitaires actuels relatifs à chaque catégorie de consommation.
Evaluation des besoins globaux actuels du périmètre d'aménagement.

Etape 2 :

Prévision des besoins en eau pour le futur et ce pour différents horizons. Notons que l'étude des prévisions doit tenir compte d'une double augmentation (besoins unitaires et nombre d'habitant).

II.2 Evaluation de la population future :

Il est indispensable d'effectuer une étude démographique pour cerner l'évolution de l'agglomération en se basant sur les résultats des recensements officiels, des enquêtes réalisées in situ et des résultats et recommandations des études du plan directeur d'aménagements urbain.

L'étude de l'évolution de la population des agglomérations est basée sur les statistiques des recensements nationaux.

Le nombre d'habitants futur (à l'année de projet) dans une agglomération urbaine est déterminé par la formule suivante :

Où:

$$P = P_0 (1+t)^n$$

- P : population future à l'horizon considéré (ha).
- P₀ : Population à l'année de référence (notre ville : 90000 ha).
- t : taux d'accroissement annuel de la population.

Le taux d'accroissement moyen annuel de la population est arrêté à 2,20 %, en tenant compte :

- ✓ Mode de vie.
- ✓ L'éducation (planning familial).
- ✓ Développement socioculturel.
- ✓ Degré général de l'instruction

- n : nombre d'année séparant l'année de référence à l'horizon

Considéré (25ans).

Le tableau suivant présente le nombre d'habitant pour les différents horizons :

Tableau II.1- Evaluation de la population.

Années	Evaluation de la population [Hab.]
2008	90000
2018	111879
2028	139078
2033	155065

**II.3
La
con
som
mat**

ion d'eau :

Les consommations d'eau sont classées en fonction des besoins spécifiques de chaque groupe de consommateur. On distingue généralement 4 catégories de consommation de l'eau.

II.3.1 La consommation domestique :

C'est la consommation en eau de la population branchée au réseau ou non branchée mais qui profite des bornes fontaines pour s'alimenter en eau. Il s'agit donc de l'eau utilisée pour les besoins personnels d'alimentation et d'hygiène et autres utilisations moins essentielles comme le lavage de biens et l'arrosage.

II.3.2 La consommation industrielle :

Elle correspond aux besoins en eau des établissements industriels implantés dans la ville. Elle est difficile à évaluer, car il existe une grande variation de consommation selon le type d'entreprise.

II.3.3 La consommation touristique :

La consommation touristique englobe la consommation de toutes les infrastructures touristiques telles que les hôtels classés, les complexes touristiques et les villages de vacances.

II.3.4 La consommation collective :

C'est la consommation des locaux administratifs et commerciaux, installations militaires, établissements scolaires et médicaux, appareils publics et installations municipales.

II.4 Facteurs affectant la consommation :

- ü Pertes dans le réseau et gaspillage.
- ü Installation *de* compteurs d'eau.
- ü Pression disponible.
- ü Types d'industries installées sur le territoire de la localité.
- ü Qualité de l'eau.
- ü Importance de la ville.
- ü Richesse de la population (niveau de vie).
- ü Climat
- ü Branché ou non branché.
- ü Coût.

II.5 Evaluation des besoins en eau :

Une fois les besoins unitaires (dotations) par usage sont évalués, le calcul des besoins globaux actuels et leur répartition dans l'espace sera fait sur la base du plan d'aménagement et de la répartition de la population actuelle entre les différents tissus urbanistiques.

Or, les besoins et le nombre des usagers augmentent dans le temps, alors que la durée de vie d'un réseau d'ALEP est de l'ordre de 40 ans pour les canalisations et de 25 ans pour les pièces spéciales (raccords, joints, tés, coudes) et la robinetterie.

Si on dimensionne un réseau d'A.EP pour les besoins actuels, il sera saturé après quelques années de mise en service, alors il faut le dimensionner pour un futur proche ou lointain avec des approches dont seul l'ingénieur concepteur est responsable.

II.5.1 Besoins domestiques :

La consommation domestique moyenne est rapportée au nombre d'habitants, elle est alors exprimée en l/j/hab, elle évolue en fonction du temps en liaison avec l'évolution du niveau de vie.

Les besoins domestiques d'une agglomération sont estimés sur la base :

- Des données statistiques qui concernent la consommation moyenne et son évolution annuelle ainsi le nombre total d'habitants et le taux annuel d'accroissement de la population. Ceci n'est possible que pour une agglomération qui est déjà alimentée en eau potable.

- La comparaison avec d'autres agglomérations qui sont jugées comparables, surtout en ce qui concerne le niveau de vie et le climat, et pour lesquelles les données statistiques sont disponibles. Une petite enquête permet alors de connaître le nombre d'habitants.

La norme de l'Organisation Mondiale de la Santé (O.M.S) fixe la consommation domestique minimale à 55 l/J/hab.

$$Q_{\text{moy},j} = (Q_i * N_i) / 1000 \text{ m}^3/j$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m³/j.
- Q_i : dotation moyenne journalière en l/j/hab, (dans notre cas $Q_i = 150$ l/j/hab).
- N_i : nombre de consommateurs, (dans notre cas $N_i = 155065$ hab).

Tableau II-2 : Besoins domestiques :

Horizon	Population	Dotation (l/j/hab)	$Q_{\text{moy},j}$ (m ³ /j)
2008	90000	150	13500
2018	111879	150	16781,85
2028	139078	150	20861,7
2033	155065	150	23259,75

II.5.2 Besoins industriels :

Pour la plupart des industries, l'eau est un facteur de production. Elle peut être utilisée comme matière première, et être incorporée au produit fini, ou intervenir comme auxiliaire au cours du processus de fabrication. Les utilisations industrielles de l'eau sont extrêmement diversifiées et dépendent du type de l'industrie et des procédés de fabrication

En général, cette consommation est difficile à évaluer, car il existe une grande variation de consommation selon le type de l'industrie. Les entreprises du secteur agroalimentaire, par exemple, sont considérées comme de grosses consommatrices d'eau. Parfois, lorsque que la demande en eau de certaines industries, par exemple pour les pâtes et papiers sont trop importantes, la production d'eau pour le procédé industriel est pris en charge par l'industrie elle-même (puits, forage,...).

En général, on ne tient compte que des besoins des petites industries, qui consomment de l'eau potable et branchées sur le réseau de la ville. Les grandes industries sont généralement situées dans des zones industrielles isolées de la ville et alimentées par des réseaux indépendants.

Dans les zones où le type d'industrie n'est pas défini (futur parc industriel) on prévoit environ 4.5 l/j/m².

En général, la consommation est reliée à la production, on cite quelques exemples dans le tableau II.3

Tableau II.3- Exemples de la consommation industrielle.

Produit	Consommation d'eau (en m ³ / tonne)
Conserveries	de 9 à 90
Alimentaire (Pain, whisky}	de 3 à 75
Textiles	de 40 à 430
Acier	de 300 à 600
Papier	environ 500
Sucre	de 2 à 3
Carton	de 60 à 400
Ciment	environ 35
Savon	de 1 à 35
Matière plastique	de 1 à 2

II.5.3 Besoins collectifs :

Cet usage englobe la consommation des administrations, des établissements d'enseignements et médicaux, des municipalités (bouches d'incendies, lavage des rues, fontaines,...)....

Nous citons ci-dessous, quelques exemples des besoins publics

- Nettoyage des rues et arrosage des jardins : 3 à 5 l/j/m²
- Hôpitaux : 300 à 600 l/j/lit.
- Administrations : 100 à 200 l/j/employé.
- Ecole primaire : 10 à 20 l/j/élève.
- Lycée : 20 à 30 l/j/élève.
- Mosquée : 5 à 10 m³/j/unité.

Tableau II-4 : évaluation des besoins administratifs.

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy,j} (m3/j)
Annexe A.P.C ₁	m ²	1875	5	9.37
Annexe A.P.C ₂	m ²	1465	5	7.32
Agence de banque	m ²	2190	5	10.95
Palais de Justice	m ²	9500	5	47.5
Assurance	m ²	1370	5	6.85
Direction de la culture	m ²	1895	5	9.47
Siege de la police judiciaire de l'unité mobile	m ²	5000	5	25
Siège de la Sûreté urbaine	m ²	1500	5	7.5
Gendarmerie	m ²	2000	5	10
Garde communale	m ²	1317	5	6.57
Total				140,63

Tableau II-5 : évaluation des besoins scolaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy,j} (m3/j)
Ecole primaire	élève	2800	20	56
C.E.M	élève	2400	20	48
Lycée	élève	1800	20	36
C.F.P.A	élève	500	50	25
Crèches	enfant	360	10	3.6
Total				168.6

Tableau II-6 : Besoins commerciaux :

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q_{moy,j} (m3/j)
Marché	m ²	13455	5	67.27

Supermarché	m ²	5910	5	29.25
Boutique	m ²	4000	5	12
Hôtel	lit	300	180	54
Boulangerie	unité	13	500	16,5
Boucherie	unité	12	50	19,5
Bain maure	unité	3	36000	108
Douche publique	unité	4	27000	108
Abattoir	unité	1	4500	4.5
Station service	unité	2	6000	12
Total				431.12

II.5.4 Besoins collectifs :

- Il existe une différence de consommation entre les différentes catégories d'équipements touristiques :
- Grands hôtels : 500 à 700 l/j/lit.
- Hôtels moyens : 300 l/j/lit.

II .6 Variation des débits de consommation dans le temps :

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

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie des abonnés de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'activité de la ville ;
- Variations hebdomadaires qui dépendent du jour de la semaine.
- Variations journalières qui dépendent du graphique de consommation de la population.

II.7 Coefficient d'irrégularité :

II -7-1 Coefficient d'irrégularité maximale (K_{max j}) :

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de Q_{max j} sur le Q_{moy j}, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport

$$K_{\max j} = \frac{Q_{\max j}}{Q_{\text{moy}j}}$$

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par K_{max j}

Avec :

Q_{max,j} : Débit de consommation maximum journalier ;

Q_{moy,j} : Débit de consommation moyen journalier

La valeur de $K_{\max,j}$ varie entre **1,1** et **1,3**.

Pour notre cas on prend $K_{\max,j} = 1,3$

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

II.7.2 Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{\min,j}$)

Ce coefficient nous indique de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

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

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

Pour notre cas on prend $K_{\min,j} = 0,8$

II.7.3 Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{\max,h}$) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire dans la journée. C'est ce qu'on appelle le coefficient de pointe.

Pour son calcul, on utilise la formule suivant :

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

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\max} = 1,3$.
- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population. Le tableau N° II.7 donne Sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° II.7 : β_{\max} en fonction du nombre d'habitants

Habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1.1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de 172 295 **hab.**, donc $\beta_{\max} = 1,1$,

$$K_{\max,h} = 1,1 * 1,3 = 1,43$$

Ce coefficient de pointe qui est de 1.43 nous oriente vers le graphique de consommation figurant dans le tableau N° II -10

II.7.4 Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{\min,h}$) :

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

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

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°II.8 donne sa variation en fonction du nombre d'habitants.

Tableau N° II.8 : β_{\min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000
β_{\min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,7

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **155 065 hab.** donc $\beta_{\min} = 0,7$

$$K_{\min,h} = 0,5 * 0,7 = 0,35$$

II.8 Détermination des débits journaliers :

II.8.1 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.

Ce débit est donné par : $Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{moy j}$

- $Q_{\max j}$: débit maximum journalier en m^3/j ;
- $Q_{moy, j}$: débit moyen journalier en m^3/j ;
- $K_{\max, j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière, voire la formule (II-3-1)

$$Q_{\max j} = 1,3 * Q_{moy j}$$

Donc : $Q_{\max j} = 1,3 * 24000 = 31200 m^3/j$

$$Q_{\max j} = 31200 m^3 / j = 361,11 l / s$$

II -8-2/ Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$) :

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

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{moy j}$$

On prend $K_{\min, j} = 0,8$ d'où $Q_{\min, j} = 0,8 * 24000 = 19200 m^3/j$

$$Q_{\min, j} = 222,22 l/s$$

II.9 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.

II.9.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

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

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

$$\text{Donc : } Q_{moy,h} = \frac{31200}{24} = 1300 \text{ m}^3\text{/h.}$$

$$Q_{moy,h} = 1300 \text{ m}^3\text{/h} = 361,11\text{l/s}$$

II -9-2 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 :

$$K_{max,h} = \frac{Q_{max,h}}{Q_{moy,h}} \text{ Donc : } Q_{max,h} = K_{max,h} * Q_{moy,h}$$

$Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3\text{/h} = 1300 \text{ m}^3\text{/h}$

- $K_{max,h}$: coefficient de pointe, voir la formule (II-5-1)
- $Q_{max,h}$: débit max horaire en $\text{m}^3\text{/h}$

$$\text{On a donc : } Q_{max,h} = 1.43 * 1300 = 1859 \text{ m}^3\text{/h}$$

II.10 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° II.9.

Tableau N° II.9 : 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	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5

07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	4,2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

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 supérieure à 100000 hab. (puisque le nombre d'habitants à l'année **2035** sera **155 065 hab.**), dont la partition est indiquée dans le

Tableau N° II.10:

Tableau N° II.10 : variation des débits horaires de la ville de Oued Fali

<i>horaire</i>	<i>Consommation total</i>		<i>Courbe de la consommation</i>	
	$Q_{max j}=31200m^3/j$		<i>Cumulée (intégrale)</i>	
	<i>%</i>	m^3/h	<i>%</i>	m^3/h
0--1	3.35	1045,2	3,35	1045,2
1--2	3.25	1014	6,6	2059,2
2--3	3.3	1029,6	9,9	3088,8
3--4	3.2	998,4	13,1	4087,2
4--5	3.25	1014	16,35	5101,2
5--6	3.4	1060,8	19,75	6162
6--7	3.85	1201,2	23,6	7363,2
7--8	4.45	1388,4	28,05	8751,6
8--9	5.2	1622,4	33,25	10374

9--10	5.05	1575,6	38,3	11949,6
10--11	4.85	1513,2	43,15	13462,8
11--12	4.6	1435,2	47,75	14898
12--13	4.6	1435,2	52,35	16333,2
13--14	4.55	1419,6	56,9	17752,8
14--15	4.75	1482	61,65	19234,8
15--16	4.7	1466,4	66,35	20701,2
16--17	4.65	1450,8	71	22152
17--18	4.35	1357,2	75,35	23509,2
18--19	4.4	1372,8	79,75	24882
19--20	4.3	1341,6	84,05	26223,6
20--21	4.3	1341,6	88,35	27565,2
21--22	4,2	1310,4	92,55	28875,6
22-23	3.75	1170	96,3	30045,6
23--24	3.7	1154,4	100	31200

D'après ce tableau on trace le graphe de la consommation et la courbe intégrale représentée dans les figures II-1 et II-2 respectivement

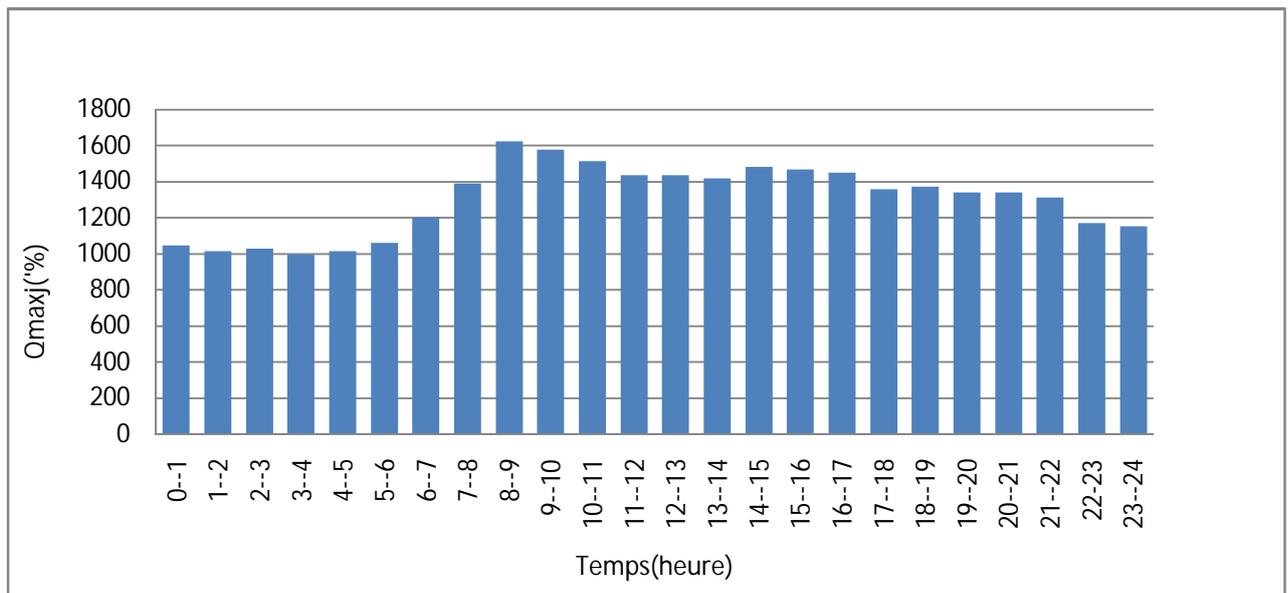


Figure II-1 **diagramme de la consommation totale**

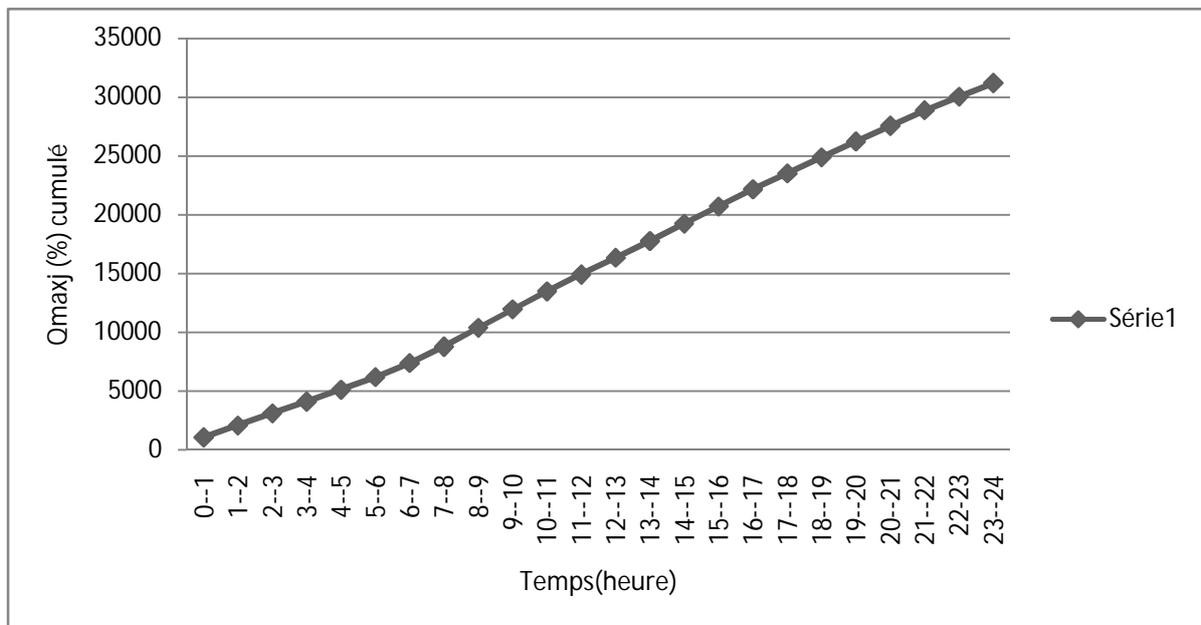


Figure II-2 la courbe de la consommation cumulée

II.11 Conclusion :

L'étude des différentes catégories des besoins que nous avons effectuée, est basée sur les dotations qui sont fixées selon le plan du développement national.

Le débit maximum journalier de consommé par la commune de d'Oued Fali à l'horizon 2033 est $Q_{\max j}=31200\text{m}^3/\text{j}$. L'augmentation de la consommation à l'horizon 2033 est due essentiellement à l'augmentation du nombre d'habitants, et les habitudes de la population qui vont changer.

Leur inconvénient est le risque de rupture.

Pour notre cas on opte pour le PEHD Qui est à l'aube du XXIe siècle, les tuyaux qui dominent le marché des petits et moyens diamètres en raison de leur faible rugosité, de leur inertie, des facilités de pose adaptées à chaque type et d'un coût global (produit + pose) généralement intéressant

Le polyéthylène (PE) est un polymère thermoplastique, non cassant, plus ou moins souple, résistant aux chocs, et fortement inerte chimiquement_ Pour les tuyaux d'eau potable, on ne doit faire appel qu'a du polyéthylène pur (non recyclé), avec 2 % environ de noir de carbone' et moins de % d'adjuvant. Le stockage doit se faire au sec, à température inférieure à 60 c'c et à l'abri des rayons ultraviolets.

Les résines du PE sont caractérisées par leurs contraintes minimales requises «MRS» pour une durée de vie minimale de 50 ans à une température de 20 °C. et leurs résistances hydrostatique.

Avantages et inconvénients des différents types de tuyaux :

Matériau	Avantages	Inconvénients
La fonte ductile	<p>La fonte ductile a une meilleure résistance mécanique car elle est à graphite sphéroïdal (GS) ce qui élimine tout risque de propagation des fissures.</p> <p>Pour éviter la corrosion, elle est revêtue intérieurement de mortier de ciment et extérieurement de zinc métallique et de peinture bitumineuse.</p> <p>Les raccords entre tuyaux se font par emboîtement avec joint élastomère, tous les 6 à 8 m (selon le diamètre), Ces joints permettent des orientations angulaires importantes ruais exigent des butées en béton ou des systèmes de verrouillage adaptés pour les changements de direction</p>	<p>le carbone de la fonte grise se présente sous forme de graphite Lamellaire qui peut entraîner la formation de fissures</p> <p>L'installation de la fonte nécessite un remblai plus soigné que pour l'acier.</p> <p>Par rapport au M. les coûts de manutention sont plus chers car la fonte est plus lourde, tout comme les coûts hors pose pour les diamètres 400 mm.</p>

Avantages et inconvénients des différents types de tuyaux (suite):

Matériau	Avantages	Inconvénients
L'acier	<p>L'élasticité de l'acier, déterminée par l'épaisseur du corps et la nuance d'acier utilisée. est plus importante que celle de la fonte. Les risques d'ovalisation sont donc plus grands pour des tubes plus légers. Deux types de revêtements intérieurs sont appliqués pour assurer une protection contre la corrosion : le mortier de ciment pour les petits diamètres (80 à 600 mm) et la résine époxy pour les grands diamètres (500 à 2500 mm). Les revêtements extérieurs sont tri -couches résine époxy de forte adhérence à l'acier et de bonne résistance chimique adhésif copolymère ; polyéthylène (ou polypropylène).</p> <p>. L'absence de joint dans les grandes portions rectilignes permet une pose plus rapide celle de la fonte.</p> <p>mais assure une bonne étanchéité ainsi qu'une continuité de la résistance mécanique et de la flexibilité de la conduite sans point faible aux joints.</p>	<p>l'acier nécessite une protection cathodique contre la corrosion extérieure_ L'assemblage, réalise par soudure est plus cher que les raccords pratiqués sur la fonte</p>

Avantages et inconvénients des différents types de tuyaux (suite):

Matériau	Avantages	Inconvénients
Le béton	<p>les tuyaux en béton. utilisés pour des diamètres de 400 à 4000 mm. ont un tube médian en acier mince termine par des bagues d'about pour permettre leur assemblage soit par joints soudés et rejointoiement au mortier. soit par joints à garniture en élastomère (petits diamètres). Dans le cas des joints soudés, l'acier garantit l'étanchéité absolue et immédiate de la conduite et participe à sa résistance mécanique. Le béton assure quant à lui une protection contre la corrosion intérieure et extérieure</p>	<p>L'inconvénient du béton est qu'il peut affecter les caractéristiques organoleptiques de l'eau par repartage de produits.</p>
le polyéthylène	<p>plus souple et moins cher. Les diamètres peuvent aller jusqu'à 2500 mm. Pour les petits diamètres, le PE peut s'enrouler en couronne sur des centaines de mètres ce qui permet de diminuer le nombre de raccords et donc le risque de fuites. Sa souplesse lui donne également une grande adaptabilité au sol et une grande résistance au choc mais peut en contrepartie entraîner des risques d'ovalisation pour les plus gros diamètres Il est inerte chimiquement et donc ne se corrode pas.</p>	

IV .Introduction :

Dans ce chapitre on essaye de résumer les exigences essentielles de la réglementation en vigueur en matière de stockage de l'eau potable. L'objectif principal de ces lignes directrices est de maintenir la qualité de l'eau stockée, c. à d. de concevoir le réservoir d'eau potable de façon à ce qu'aucune détérioration de la qualité ne puisse se produire et de satisfaire les besoins de consommateurs.

IV.1-Généralités :

Les campagnes d'inspection des réservoirs de stockage révèlent que bon nombre d'ouvrages de stockage sont exploités au-delà de leur durée de vie utile et qu'ils ne répondent plus aux prescriptions pour les systèmes et les composants pour le stockage de l'eau potable (l'âge moyen des réservoirs en service est de 44 ans). En effet, il n'est pas rare que ces réservoirs se trouvent dans un état vétuste et présentent des défauts constructifs préjudiciables à la qualité de l'eau stockée (infiltration d'eau de ruissellement, trappe d'accès et entrées d'air au-dessus du plan d'eau, dégradation de la surface en contact avec l'eau potable). De surcroît, leurs cuves sont des fois difficilement accessibles pour les opérations de nettoyage et d'entretien (accès au-dessus du plan d'eau, accès par échelons, absence d'une chambre à vannes contiguë). Tout aussi nuisible sur le plan qualitatif, l'eau stockée est parfois directement exposée à la lumière du jour. Or, la lumière stimule la croissance d'algues et de mousses qui constituent un apport en matières organiques, source nutritive pour la prolifération microbienne dans le réseau de distribution.

IV .2-Prescriptions sanitaires :

IV .2.1 Précautions générales :

Les réseaux de distribution et les ouvrages de stockage doivent être conçus et exploités de manière à éviter une stagnation prolongée de l'eau d'alimentation. Les réseaux doivent être munis de dispositifs de soutirage ; ces derniers doivent être manœuvrés aussi souvent que nécessaire, et au moins deux fois par an pour les points du réseau où la circulation de l'eau n'est pas constante.

IV. 2.2 Prescriptions générales applicables aux réservoirs :

Les réservoirs doivent être protégés contre toute pollution d'origine extérieure et contre les élévations importantes de température.

Ils doivent être faciles d'accès et leur installation doit permettre de vérifier en tout temps leur étanchéité.

Il doit être installé un dispositif permettant une prise d'échantillon d'eau à l'amont et à l'aval immédiat du réservoir.

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

Après chaque intervention susceptible de contaminer l'eau contenue dans les réservoirs et, de toute façon au moins une fois par an, les réservoirs sont vidés, nettoyés et désinfectés.

Des dispositions sont prises pour assurer un approvisionnement en eau potable pendant la mise hors service.

IV .2.3 Réservoirs à surface libre :

En plus des prescriptions indiquées ci-avant, ces types de réservoirs doivent être fermés par un dispositif amovible à joints étanches.

Les orifices de ventilation sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux par un dispositif approprié (treillage métallique inoxydable à mailles d'un millimètre au maximum).

L'orifice d'alimentation est situé en point haut du réservoir avec une garde d'air suffisante (au moins 5 cm au-dessus de l'orifice du trop-plein) à l'exception des réservoirs d'équilibre.

La section de la canalisation de trop-plein doit pouvoir absorber la fourniture d'eau à plein régime. Cette canalisation est siphonnée avec une garde d'eau suffisante.

La canalisation de vidange doit être située au point le plus bas du fond du réservoir.

Les orifices d'évacuation du trop-plein et de la vidange sont protégés contre l'entrée des insectes et des petits animaux.

De plus, les trop-pleins et les vidanges doivent être installés de telle sorte qu'il y ait une rupture de charge, avant déversement, par mise à l'air libre. Lorsque les trop-pleins et les vidanges se déversent dans une même canalisation avant le dispositif de rupture de charge, la section de cette canalisation doit être calculée de manière à permettre l'évacuation du débit maximal.

L'orifice de distribution de l'eau doit être placé à 10 cm au moins au-dessus du point le plus haut du fond du réservoir.

IV. 2.4 Bâches de reprise :

Elles sont soumises aux mêmes dispositions que les réservoirs à surface libre.

IV .3-Rôle des réservoirs :

Les réservoirs assurent une interface entre la production et la distribution de l'eau potable. Ils peuvent être réalisés selon le cas, en maçonnerie, en béton ordinaire ou précontraint, ou en acier pour de petites capacités.

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation.

Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production.

En milieu rural ou pour des villes de petite importance, avec une installation correctement conçue, la capacité du ou des réservoirs oscille aux alentours du volume moyen journalier d'eau consommée.

Mais avec l'augmentation du nombre de consommateurs, le rapport entre la capacité et le volume moyen journalier diminue notablement.

Ces réservoirs permettent une certaine souplesse pour faire face, sans gêne pour les utilisateurs, aux incidents suivants :

- panne électrique ;
- remplacement d'une pompe ;
- accident sur la conduite de refoulement

Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

Les réservoirs, à partir d'une certaine capacité, comportent deux compartiments pour les facilités du nettoyage (minimum une fois par an) et des réparations.

Certains réservoirs sont équipés de telle manière qu'une partie de leur capacité constitue une réserve d'incendie. Ce volume se renouvelle par un dispositif spécial, le plus souvent constitué par un siphon, qui se désamorce lorsque le niveau de la réserve est atteint. Cette réserve correspond à 120 m³ au moins, utilisables en 2 heures (circulaire no 465 du 10/12/51 ministère de l'Intérieur et de l'Agriculture).

Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer une pression correcte en tout point du réseau et à tout moment.

C'est alors que l'on a recours à un ou plusieurs réservoirs d'équilibre en liaison par le réseau avec le réservoir principal, mais à une cote de niveau légèrement inférieure. Le remplissage du réservoir d'équilibre se fait gravitairement au moment des faibles consommations,

C'est-à-dire principalement la nuit.

La journée, la charge à partir du réservoir principal diminue dans le réseau par suite de la consommation, celle du réservoir d'équilibre devient alors prépondérante et c'est son action qui maintient une pression régulière.

IV.4-Emplacement de réservoirs :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème délicat à résoudre. Pour cela nous sommes amenés à tenir compte des certaines considérations techniques et économiques suivantes :

Soit au centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge et par conséquent les diamètres.

Soit en altitude en réduisant le diamètre. La perte de charge est compensée alors par une pression plus grande.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

IV.5-Choix du type de réservoirs :

Les réservoirs se distinguent en fonction :

- de leur position par rapport au sol (réservoirs enterrés, semi-enterrés, au sol, sur tour).
- des matériaux employés (réservoirs en béton armé, métalliques, en Stratifié Verre Résine). de leur mode de construction, sur site ou en usine (réservoirs préfabriqués).
- de leur forme (parallélépipédique, cylindrique, conique, sphérique).
- de leur fonction (stockage, reprise pour hauteur de refoulement importante, brise charge pour distribution étagée).

Pour l'alimentation des réservoirs de distribution de quelque importance il est surtout fait appel à des réservoirs en béton armé implantés au sol, semi-enterrés ou enterrés.

Les réservoirs sur tour sont de plus en plus abandonnés pour des raisons de coût de construction et de difficultés d'intégration environnementale.

Lorsque les réservoirs ne peuvent être implantés en un point haut du site pour assurer la mise en pression du réseau de distribution, il est fait appel à des stations de pompage dont les moteurs des pompes sont équipés de variateurs de vitesse électroniques afin de maintenir constante la pression de l'eau en tête de distribution quelle que soit la demande, fonction qui est assurée gravitairement par les châteaux d'eau.

IV.6- Détermination de la forme et implantation :

IV. 6.1- Formes :

En règle générale, les réservoirs sont rectangulaires ou polygonaux (si l'ouvrage doit être adapté à la forme de la parcelle ou aux conditions du terrain).

Ces formes permettent une construction statique sans surprises et adaptable, une exécution solide ainsi que des agrandissements ultérieurs sans difficultés majeures.

Des grands réservoirs circulaires peuvent être réalisés en béton précontraint. Dans la plupart des cas, on ne réalise pas d'économies substantielles par rapport aux réservoirs rectangulaires. Les avantages sont une bonne stabilité des talus d'excavation et un moindre risque de fissuration. Ce type d'exécution ne convient pas dans un terrain en pente soumis à des sollicitations dissymétriques.

IV. 6.2- Hauteur d'eau :

La hauteur d'eau est essentiellement déterminée par les aspects économiques de la construction; toutefois, elle ne devrait pas dépasser 6m. Une hauteur supérieure complique le nettoyage du réservoir et provoque pendant l'exploitation des variations excessives de pression dans la zone de distribution.

Les valeurs indicatives suivantes peuvent être prises en considération pour des réservoirs petits et moyens :

Capacité utile (m³), Hauteur d'eau optimum (m) :

Tableau IV.1 La hauteur de réservoir en fonction de la capacité

Capacité (m ³)	Hauteur d'eau (m)
500	3 à 4
1000	4 à 5
5000	5 à 6

Dans la plupart des cas, une étude économique particulière est indiquée pour les grands réservoirs.

IV.6.3- Implantation et relief :

Pour des raisons économiques, la compensation des masses est en général recommandée; l'ensemble des matériaux d'excavation est réutilisé pour les talus latéraux et la couverture.

La compensation des masses est généralement réalisée si le centre de gravité du réservoir se situe à la hauteur moyenne du terrain naturel. Pour de grands réservoirs à proximité des localités ou à un endroit exposé, les exigences de la protection du paysage passeront avant celle de la compensation des masses.

IV.7 Calcul de la capacité des réservoirs :

IV.7.1 Méthode de calcul

Il est indispensable de connaître les variations des débits entrants et des débits sortants soit par estimation, soit, de préférence, par dépouillement de mesures effectuées au point approprié du réseau sur une longue période, notamment pendant la saison de plus haute consommation. Par étude graphique ou par calcul, on intègre la différence de ces deux débits et l'on détermine la capacité minimale théorique, de façon à ce que le volume utile du réservoir soit égal à la différence maximale entre le surplus et le déficit, au cours de la journée type choisie, du réservoir supposé vide au départ de l'opération.

Le volume utile du réservoir est donné par l'expression suivante :

$$V_u = \frac{a\% * Q_{\max j}}{100}$$

V_U : volume utile du réservoir

$Q_{\max j}$: débit maximal journalier

a% : pourcentage du volume maximal qui devant être stocker

Tableau IV -2 : détermination de la capacité du réservoir

heure	consommation	Apport d'eau	Eau stockée	Eau distribuée	Reste d'eau
0--1	3,35	0	0	3,35	9,75
1--2	3,25	0	0	3,25	6,5
2--3	3,3	0	0	3,3	3,2
3--4	3,2	0	0	3,2	0
4--5	3,25	5	1,75	0	1,75
5--6	3,4	5	1,6	0	3,35
6--7	3,85	5	1,15	0	4,5
7--8	4,45	5	0,55	0	5,05
8--9	5,2	5	0	0,2	4,85
9--10	5,05	5	0	0,05	4,8
10--11	4,85	5	0,15	0	4,95
11--12	4,6	5	0,4	0	5,35
12--13	4,6	5	0,4	0	5,75
13--14	4,55	5	0,45	0	6,2
14--15	4,75	5	0,25	0	6,45
15--16	4,7	5	0,3	0	6,75
16--17	4,65	5	0,35	0	7,1
17--18	4,35	5	0,65	0	7,75
18--19	4,4	5	0,6	0	8,35
19--20	4,3	5	0,7	0	9,05
20--21	4,3	5	0,7	0	9,75
21--22	4,2	5	0,8	0	10,55
22--23	3,75	5	1,25	0	11,8
23--24	3,7	5	1,3	0	13,1

IV.7.2 Le volume du réservoir :

Le volume sera, dans ce cas : $V_u = \frac{3144}{1} = 3144 \text{ m}^3$

Et le volume de réservoir $V_t = V_u + V_{inc}$

V_{inc} : volume d'incendie estimé pendant deux heures avec un débit de $60 \text{ m}^3/\text{h}$.

Donc : $V_{inc} = 60 * 2 = 120 \text{ m}^3$

$V_t = 3144 + 120 = 3264 \text{ m}^3$

On prend un volume total $V_t = 3500 \text{ m}^3$.

Dans notre cas on a projeté 3 réservoirs, donc il faut déterminer le volume de chaque réservoir.

Le dimensionnement de ces réservoirs nécessite la détermination des lignes d'influence

Ce qui est très difficile, pour cela on a proposé une méthode basé sur la simulation et la détermination des débits sortants de chaque réservoir a l'heure de pointe et faire et déduire le

volume de chaque réservoir ($QR_1 = 198,49 \text{ l/s}$, $QR_2 = 226,95 \text{ l/s}$, $QR_3 = 23,46 \text{ l/s}$).

$$\begin{array}{l} 3264 \text{ m}^3 \longrightarrow 450,67 \text{ l/s} \\ V_1 \longrightarrow 198,49 \text{ l/s} \end{array}$$

$$V_1 = \frac{3264}{2} = 1632 \text{ m}^3$$

De la même manière on trouve $V_2 = 1643,69 \text{ m}^3$, $V_3 = 169,91 \text{ m}^3$

Le volume du réservoir = volume calculé + volume d'incendie (120 m^3).

Donc $V_1 = 1632 + 120 = 1752 \text{ m}^3$ On prend : $V_1 \text{ et } V_2 = 2000 \text{ m}^3$

$$V_2 = 1643,69 + 120 = 1763,69 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 169,91 + 120 = 289,91 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 300 \text{ m}^3$$

IV.7.2.1 Calcul du diamètre du réservoir R1 et R2 :

$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$, on prend $H = 6 \text{ m}$:

$$= S * H \Rightarrow S = \frac{2000}{6} = 333,33 \text{ m}^2 \Rightarrow D = 20,6 \text{ m}$$

$$= \frac{\pi * D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * 333,33}{\pi}} = 20,6 \text{ m}$$

Donc on va prendre :

$$D = 21 \text{ m}$$

IV.7.2.2 La hauteur de la réserve d'incendie des réservoirs R1 et R2 :

$$h = \frac{V}{S} = \frac{120}{333,33} = 0,36 \text{ m}$$

On prend : $h = 0,4 \text{ m}$.

Tableau IV. 3 : caractéristique des réservoirs R1 et R2 de mise en charge.

	CTN (m)	Le Volume (m3)	Le Diamètre (m)
R1	175	2000	21
R2	195	2000	21

IV.7.2.3 Calcul du diamètre du réservoir R3 :

$H = [3 \text{ à } 6] \text{ m}$, on prend $H = 4 \text{ m}$:

$$= S * H \Rightarrow S = \frac{300}{4} = 75 \text{ m}^2 \Rightarrow D = 5 \text{ m}$$

$$= \frac{\pi *}{4} \Rightarrow = \frac{4 *}{\pi} \Rightarrow = \frac{4 * 75}{\pi} = 9,77 \text{ .}$$

Donc on va prendre :
= 10 .

IV.7.2.4 La hauteur de la réserve d'incendie du réservoir R3:

$h = \text{---} = \text{---} 1,6 \text{ m}$

Tableau IV.4 : caractéristique du réservoir (R 3) de mise en charge.

CTN (m)	Le Volume (m ³)	Le Diamètre (m)
185	300	10

Note :

Le réservoir R3 est surélevé de 5m.

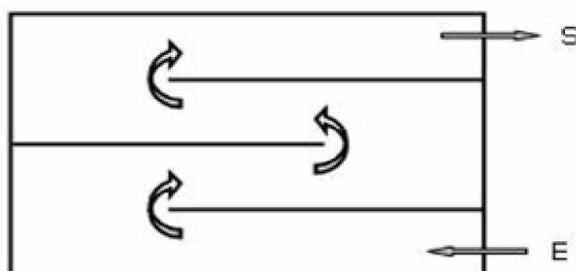
IV.8-AMENAGEMENT INTERNE DES RESERVOIRS

Tout doit être fait pour éviter les zones mortes afin que le renouvellement de l'eau soit le plus homogène possible pour tout le volume. Pour les éviter il faut :

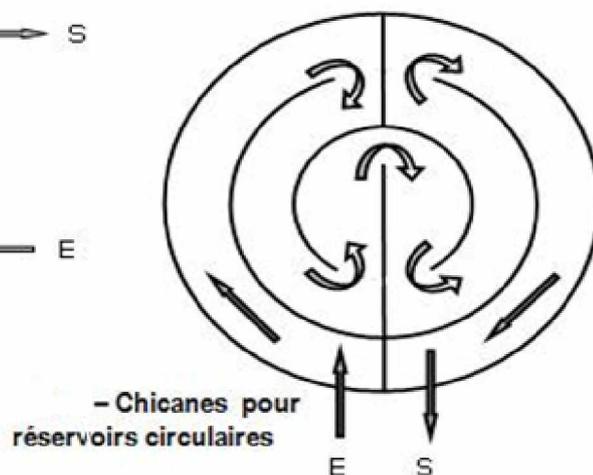
- éloigner les points d'arrivée et de départ.
- créer des chicanes (figures 3 et 4).
- casser les angles horizontaux et verticaux par des goussets (15 x 15), ce qui facilite de plus les opérations de nettoyage.

Les radiers doivent présenter une forme de pente (1 à 1,5 %) afin d'évacuer totalement les eaux lors des vidanges et des opérations de nettoyage via un puisard.

Note : de préférence il faut imposer une vidange et un nettoyage des réservoirs au moins une fois par an. Ces opérations doivent être suivies d'une désinfection de l'ouvrage et d'un contrôle de la qualité de l'eau après remise en eau.



- Chicanes pour réservoirs rectangulaires



- Chicanes pour réservoirs circulaires

Figure IV 1 : Les chicanes dans le réservoir

IV.9-EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS :

Les réservoirs doivent comporter les équipements suivants :

- O dispositifs d'alimentation et de départ.
- O trop-plein et vidange.
- O évent protégé.
- O trappes d'accès et échelles.
- O jauges et détecteurs de niveau.
- O dispositifs anti-intrusion et de contrôle d'accès.
- O robinets de prise d'échantillon en amont en en aval du réservoir.

IV.10-RECOMMANDATIONS DIVERSES

- Limiter l'entrée de la lumière naturelle pour éviter les risques de prolifération d'algues.
- Éviter l'élévation de la température de l'eau par une bonne isolation thermique (talutage, pare-soleil), et ceci pour limiter l'activité biologique et protéger la structure contre les microfissurations.
- Aménager des évacuations pour les eaux pluviales.
- Prévoir des accès au réservoir empruntable par des véhicules en toute saison.
- le renouvellement de l'étanchéité extérieure afin de parer à toute infiltration d'eau pouvant contaminer l'eau stockée,
- la mise en œuvre d'une isolation thermique afin de maintenir à l'intérieur de l'ouvrage une température constante proche de celle de l'eau emmagasinée,
- la réfection du revêtement de la surface intérieure en contact avec l'eau potable,
- la séparation de la réserve d'eau et de la chambre à vannes,
- la modification du système d'aération de la cuve (élimination des chapeaux d'aération au-dessus du plan d'eau et mise en place d'un système d'aération avec bouche murale, filtres et gaines d'aération horizontales),
- la modification de l'accès aux cuves pour faciliter le travail du personnel en charge des travaux d'entretien,
- le renouvellement de la tuyauterie et de la robinetterie,

IV.11-CONCLUSION :

Les réservoirs constituent un maillon important dans les infrastructures d'alimentation et de distribution de l'eau destinée à la consommation humaine et aux autres besoins des collectivités et des industries. Il convient donc de bien les concevoir et de bien les réaliser pour qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable, tant au niveau de la pérennité de leur structure, que de celui de leur disponibilité. En plus des aspects purement fonctionnels les réservoirs doivent faire l'objet d'études architecturale et paysagère pour assurer leur parfaite intégration dans leurs sites d'implantation.

V.1 Introduction :

La plupart du temps, les conduites sont posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur sol à condition d'être rigoureusement protégées et entretenues. Cette opération s'effectue par tronçons successifs en commençant par les points hauts de manière à assurer, s'il y a lieu, l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations. La largeur de la tranchée doit être telle qu'un homme puisse y travailler. Elle est rarement inférieure à 70 cm pour les petits diamètres. Pour les diamètres supérieurs à 150 mm, cette largeur doit être augmentée. Au droit des joints, il est pratiqué dans les parois latérales des élargissements de la tranchée appelés niches. Il est essentiel que les tuyaux soient posés en files bien alignées et bien nivelées. L'enfouissement des canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri de la gelée. L'épaisseur du remblai est de l'ordre de 1 m. Le fond de la tranchée doit être bien plan tout le long d'une même pente, afin que la conduite soit bien rectiligne entre deux changements de pente ou de direction consécutifs.

V.1 Pose de canalisation :

V.1.1. Pose classique

Les conduites se posent généralement en terre, dans une fouille dont le fond a été réglé et nivelé conformément au profil en long définitif de la conduite. Ce fond est garni d'un lit de sable de 15 à 20 cm d'épaisseur au minimum, destiné à constituer un matelas élastique au-dessous du tuyau. Ce dernier est descendu à sa place définitive par des moyens appropriés (chariots porte-tuyaux pour les gros diamètres), et assemblé avec les tuyaux voisins.

La fouille est ensuite remblayée en ayant soin, s'il s'agit de tuyaux en tôle d'acier ou de tuyaux en fonte, de prendre toutes dispositions utiles pour que la paroi du tuyau ne soit pas en contact direct avec de gros cailloux ou de gros fragments de roche dure.

À la traversée des points particuliers (cours d'eau, lignes de chemin de fer, routes, croupes surélevées, etc.), on se trouve parfois dans l'obligation d'employer des dispositions spéciales : ponceaux, ponts, aqueducs, arcades, souterrains, tunnels, etc.

Quand il s'agit de grands diamètres, le profil en long doit être tel qu'il ne puisse se former des poches d'air au moment du remplissage.

Ces dernières sont, en effet, dangereuses par leur élasticité au moment des surpressions. Il faut donc faciliter la collecte de l'air en des points hauts naturels ou artificiellement créés, de façon à permettre son évacuation aisée par des ventouses automatiques ou non. En pays plat, pour des vitesses de l'ordre de 1 m/s, la pente d'une grosse conduite doit être de l'ordre de 1/1 000 quand

la conduite est ascendante dans le sens de l'écoulement de l'eau, et de 1/500 dans le cas contraire. Ces valeurs doivent être considérées comme des minimums, pour assurer une évacuation correcte de l'air contenu dans les conduites.

La purge de ce fluide sera d'ailleurs facilitée par une étude préalable et soignée du profil en long des conduites.

C'est ainsi que l'on doit s'efforcer de réaliser qu'une montée lente de la conduite soit suivie par une descente rapide, une ventouse, ou un purgeur automatique de dimensions convenables, étant placé au point haut séparant ces pentes de sens contraires.

Les tronçons horizontaux de conduite doivent être rigoureusement évités.

Il va de soi que toutes les dispositions appropriées doivent être prises pour éviter la pénétration ou le dégagement de l'air dans la conduite, soit à la prise d'eau éventuellement, soit le long de son tracé, dans les parties à très faible pression.

L'air est un élément indésirable qui a été la cause de nombreux éclatements sur des conduites de petits et gros diamètres, particulièrement lorsqu'il s'agissait d'un matériau relativement fragile, comme l'ancienne fonte grise.

Quand il s'agit d'une conduite posée en terre, le terrain qui la recouvre et l'entoure ne tarde pas à perdre sa cohésion initiale et à produire un véritable blocage de la conduite, suffisant pour assurer une stabilisation définitive de cette dernière. Toutefois, dans le cas où le terrain ne présente pas de garanties de résistance suffisantes, ou lorsque la conduite doit être posée à l'air libre, on est parfois dans l'obligation de stabiliser cette dernière par des dispositions appropriées. C'est ainsi que, dans ses parties inclinées, la conduite est parfois amarrée à des massifs de maçonnerie très solidement implantés dans le terrain. Les amarrages sont constitués par des pièces en acier forgé qui enserrant la conduite et sont scellés dans les massifs préalablement construits.

De même, dans les coudes, il s'exerce sous l'effet de la pression des efforts dont la résultante tend à produire le déboîtement des joints et, par conséquent, la dislocation de la conduite. C'est ainsi que, pour un coude d'angle au centre a et de diamètre D (m), soumis à une pression mesurée par une hauteur d'eau H (m), la valeur de la poussée Q (N) due à l'eau a pour expression :

$Q = 9\,810$ (en négligeant les effets de la force centrifuge). Cette poussée est située dans le plan du coude, et dirigée extérieurement suivant son axe. Aussi, ces coudes doivent-ils être butés par des massifs de maçonnerie plus ou moins importants, dont les dimensions sont calculées en fonction des éléments à prendre en compte (pression à l'intérieur de la conduite, rayon de cette dernière et angle du coude).

Dans certains cas, s'il n'est pas possible de buter le coude, on amarre ce dernier, dans les conditions sus-indiquées, à un massif de maçonnerie (mur de galerie, par exemple) construit à l'intérieur du coude et épousant la forme de celui-ci. Les calculs auxquels donne lieu l'établissement des butées, massifs et amarrages divers deviennent moins simples si l'on tient compte de la poussée des terres. On en trouvera le principe dans l'article Ouvrages de soutènement.

Poussée et butée de ce traité.

Il y a lieu de tenir compte, le cas échéant, des coups de bélier auxquels la conduite peut être soumise.

La protection contre le gel est obtenue par l'observation d'une profondeur de pose minimale:

- de 1 m au-dessus de la génératrice supérieure dans les régions tempérées ;
- de 1,25 à 1,50 m dans les régions à climat rigoureux.

Aux points où un charroi lourd est possible, des dispositions particulières de sauvegarde sont à prévoir.

V.1.2. Pose sans ouverture de tranchée :

Initialement mise en œuvre pour des franchissements d'obstacles délicats (voie de chemin de fer, chaussée à forte circulation, cours d'eau, etc.), les techniques de pose sans ouverture de tranchée sont de plus en plus répandues, en milieu urbain notamment, de plus en plus précises et adaptées à des diamètres allant du 20 mm en branchements au 2 500 mm et plus. Parmi leurs avantages, il faut relever une moindre gêne pour les riverains des chantiers, une sécurité accrue pour le personnel et pour les autres réseaux ou équipements enterrés, parfois une réduction des coûts.

L'usage différencie les techniques de fonçage pour les 800 mm et plus, et les techniques de forages pour les diamètres inférieurs.

V.1.2.1 Fonçage

Les fonçages sont généralement rectilignes et le plus souvent horizontaux, mais quelquefois en légère courbe et en faible pente.

La méthode consiste à pousser, à l'aide de vérins (de 300 t de poussée chacun), un fourreau perforant, en prenant appui sur un ancrage transversal (généralement celui du bâti porte-fourreau).

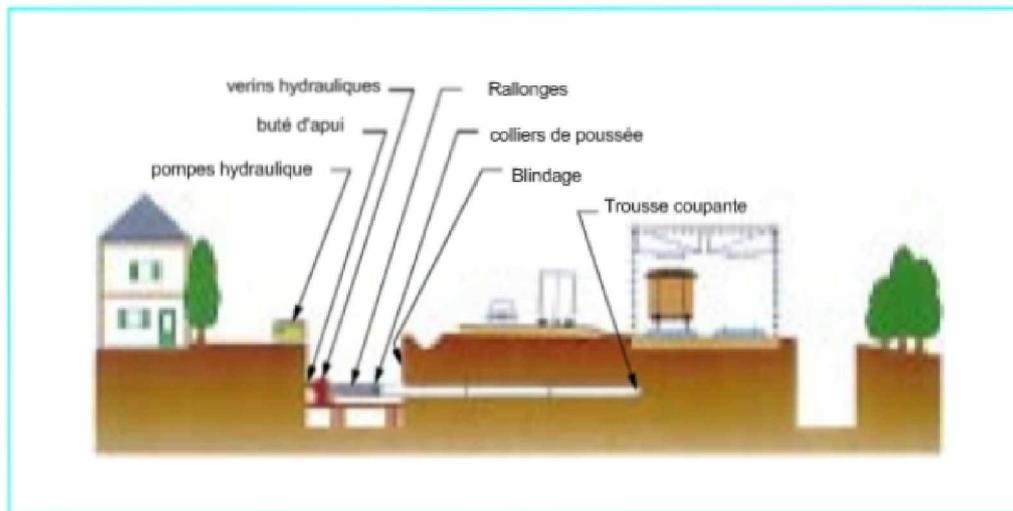


Figure V.1 – Fonçage horizontal

Simultanément, un outil désagrège le terrain devant et à l'intérieur du fourreau ; les déblais sont transportés vers l'arrière de ce dernier. L'évacuation des déblais, suivant les appareils et le diamètre, se fait par voie mécanique, hydraulique ou manuelle. Lorsque la conduite à mettre en place présente des caractéristiques mécaniques suffisantes, elle peut être utilisée directement en lieu et place du fourreau ; on dispose à son extrémité une trousse coupante.

Pour des longueurs importantes, la résistance au frottement devient trop grande et l'on exécute le forage par sections, en utilisant des stations intermédiaires et une lubrification de la circonférence extérieure du tuyau foncé au moyen d'une suspension de bentonite. La station intermédiaire est constituée d'un anneau fixe et d'un anneau de poussée ; entre les deux sont disposés des vérins hydrauliques.

V.12.2 Forages

Il existe plusieurs techniques de pose par forage.

V.1.2.2.1 Forage horizontal par poussée

La technique utilisée est sensiblement identique à celle du fonçage

(§ 2.3.2.1) ; elle est appliquée aux diamètres inférieurs à

800 mm pour lesquels on ne peut accéder au front de taille. On utilise une tarière avec tête équipée de lames ou de dents en carbure de tungstène, ou marteau fond de trou ; l'évacuation des terres se fait simultanément à l'avancement par vis hélicoïdale.

V.1.2.2.2 Forage par compactage

Ce procédé, maintenant très répandu, est mis en œuvre notamment pour la réalisation des branchements de petits diamètres. Il s'agit d'un forage par compactage du terrain, réalisé par l'intermédiaire d'un fonceur pneumatique qui crée le passage. La direction d'envoi de la fusée est

réalisée au démarrage, à l'aide d'une lunette de visée placée dans la fouille de départ, et d'un jalon gradué placé dans la fouille d'arrivée. À l'issue du fonçage, un tube en polyéthylène est introduit soit directement dans le passage réalisé par la fusée, soit lorsque le terrain est boulant, à l'intérieur d'un fourreau tracté à la suite de la tête du fonceur.

Si l'on veut conserver une bonne précision quant à la cote d'arrivée, il convient de limiter les tronçons à une longueur de 10 m, qui peut atteindre 40 m, en utilisant une sonde de positionnement qui permet de connaître le cheminement de la fusée.

V.1.2.2.3 Forage dirigé

Le développement des canalisations autobutées souples ou supportant des écarts angulaires aux joints, la diminution du nombre des raccords (pour les PE) – raccords sans surépaisseur – ou des techniques de fonte adaptées avec faible surépaisseur, aux joints automatiques de maniement pratique, ont permis la généralisation de pose par forage dirigé.

La pose d'une canalisation par forage dirigé est réalisée en deux étapes. Dans un premier temps, une tête de forage munie de buses d'injection de bentonite, et actionnée par un train de tiges, réalise un premier tracé de faible diamètre (50 mm), par rotation et jets à haute pression de bentonite. C'est une sonde, associée à un récepteur d'ondes, placée sur la tête de forage qui permet de connaître sa position exacte et donc de diriger le forage. Lorsque la tête de forage atteint la fouille d'arrivée, elle est remplacée par une tête d'alésage dont le diamètre dépend de la conduite à installer, et qui réalise en retour le passage définitif, tout en tractant la conduite en polyéthylène ou en fonte adaptée au forage.

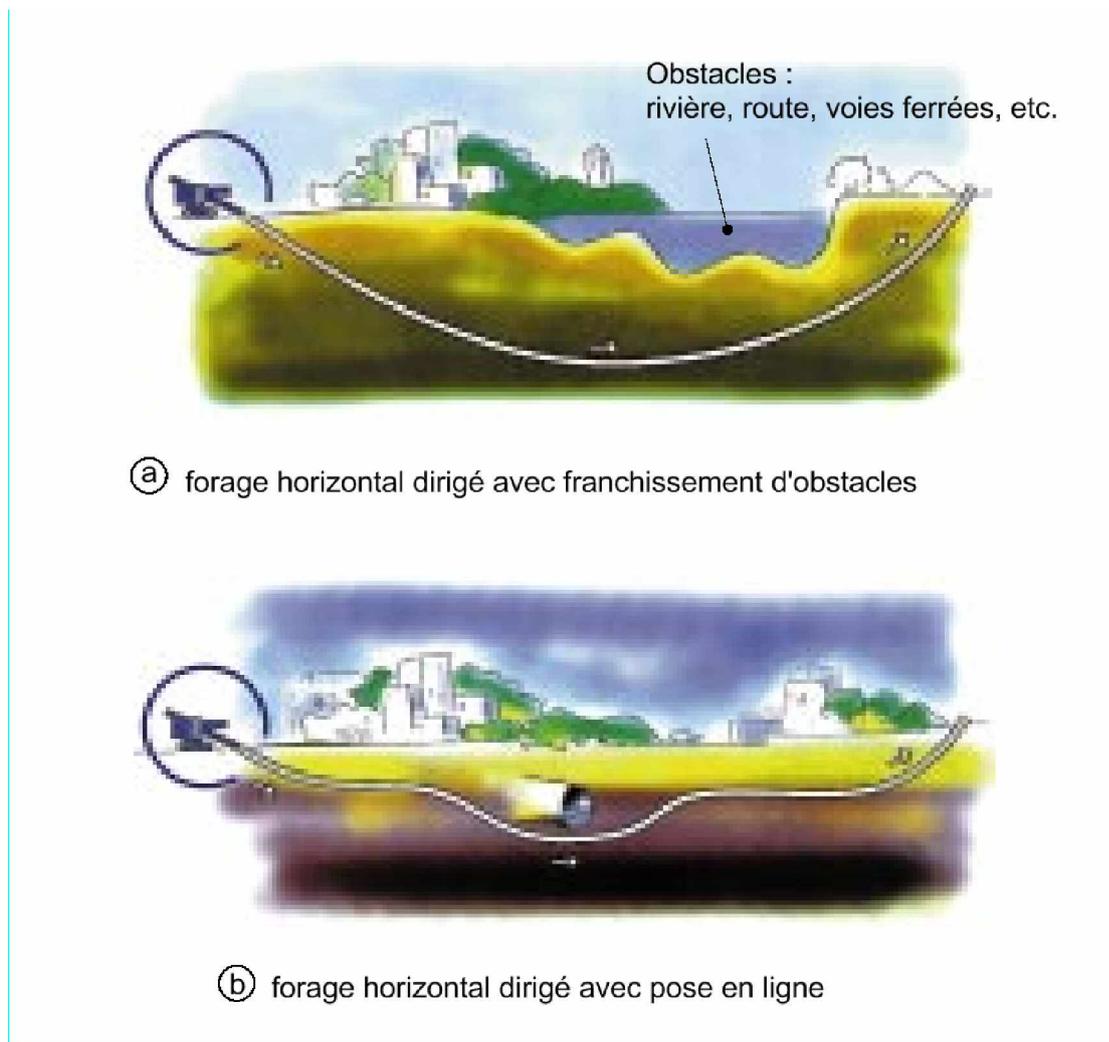


Figure V.2– Forage horizontal dirigé

Le contrôle en 3 D de la position de tête de forage est effectué depuis la surface par un géoradar tenu manuellement par un opérateur.

On peut également utiliser une tête en biseau qui tourne pour effectuer les corrections de tir.

V.2. Rénovation des conduites

La valeur totale des conduites d'une distribution d'eau représente près de 80 % des investissements totaux. La durée de vie de l'enveloppe proprement dite d'une conduite peut atteindre ou dépasser le siècle. Un réseau vieillit surtout par la détérioration des parois internes par corrosion ou incrustations (ces dernières pouvant être elles-mêmes la conséquence de phénomènes de corrosion).

La rénovation d'une conduite, par ailleurs saine dans sa structure profonde, consiste à la nettoyer et à la revêtir intérieurement, le nettoyage étant en lui-même une rénovation partielle.

V.2.1 Nettoyage classique

Le nettoyage se fait généralement par un grattage mécanique, le grattoir étant soit tiré mécaniquement par câble, soit poussé hydrauliquement ; cette dernière méthode a l'avantage d'empêcher l'accumulation, au sein de la conduite, des déchets résultant du grattage.

Dans certains cas, relativement rares, on utilise une attaque par un acide passivé, avec circuit fermé de circulation, ou encore des nettoyages par jets hydrauliques à très haute pression.

Internes contre des attaques ou incrustations ultérieures et qui améliorent le coefficient de frottement, sont constitués :

— de bitume, projeté par des bras rotatifs ; on l'utilise avec des conduites de diamètres 75 à 250 mm ;

— de mortier de ciment projeté par un applicateur centrifuge ; on l'utilise pour des conduites de 75 à 3 600 mm ; après application, on procède à un lissage de la paroi au moyen d'une truelle conique ou, pour les grands diamètres, avec un appareil à truelles multiples.

V.2.2 Rénovations modernes

Il s'agit de techniques sans tranchée.

V.2.2.1 Chemisages

Le principe est l'introduction d'une gaine souple, ou d'une canalisation PE prédéformée, dans une conduite existante.

La **gaine souple imprégnée de résine** est introduite et tractée par un treuil depuis la surface.

Puis, on gonfle cette gaine sous basse pression d'air pour la plaquer sur la canalisation existante.

Enfin, on chauffe à 70 °C environ pour obtenir, sans espace annulaire, un tube rigide par polymérisation de la résine. Cette technique utilise des gaines de 60 à 150 m selon les diamètres, et les sections couramment traitées sont comprises entre 150 et 1 500 mm. Les reprises de branchements peuvent se faire de l'intérieur par découpe au robot.

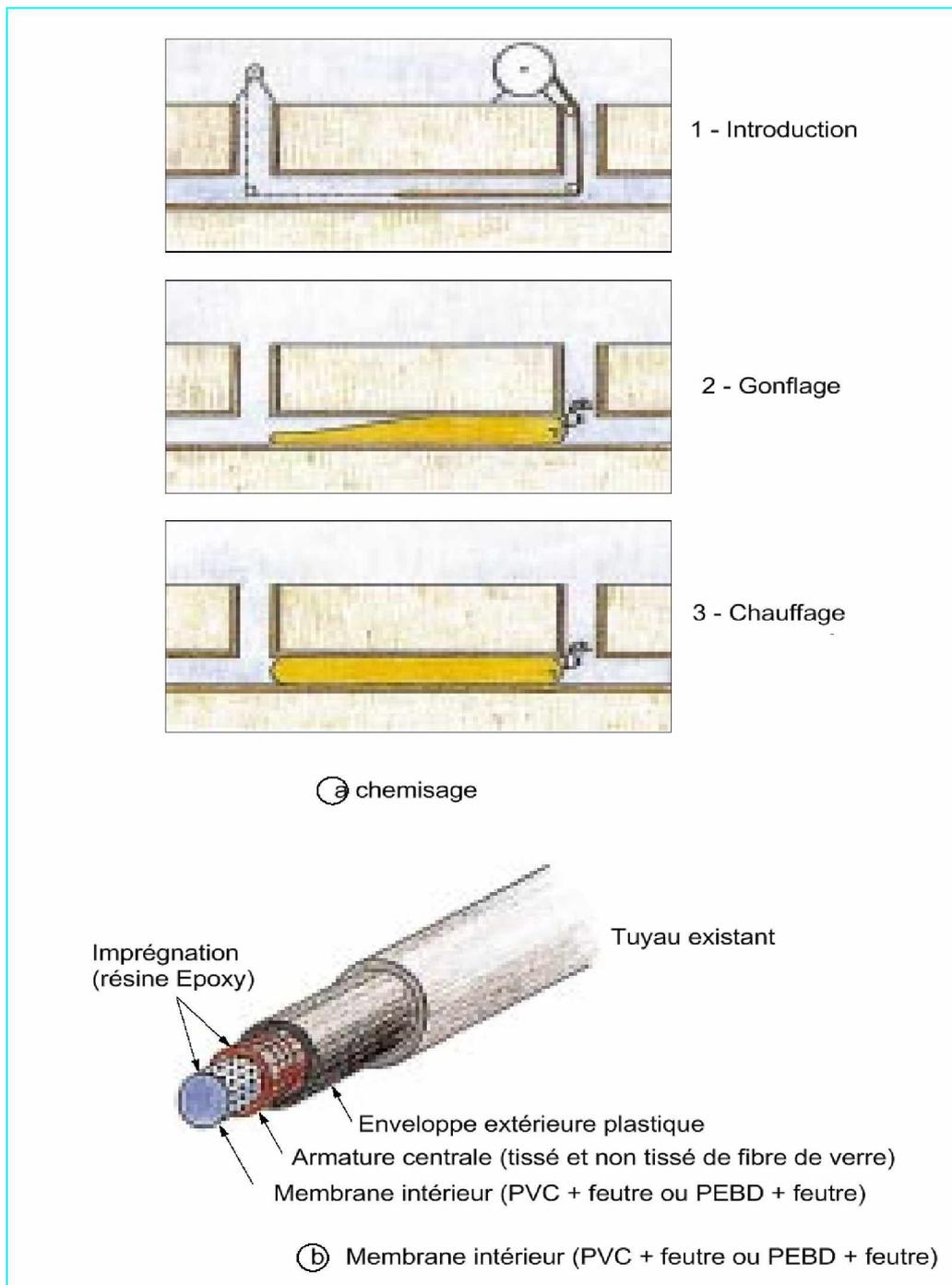


Figure V.3– Chemisage par gaine souple

Le **tube en PEHD prédéformé** est enfilé et se plaque dans la conduite à rénover. Le procédé consiste à réduire le diamètre du PEHD de 7 à 15 % par passage dans une filière conique à froid ($\Delta E < 250$ mm) ou à chaud à 80 °C. Puis, on introduit par tirage, avec effort de traction constant, le polyéthylène dans la canalisation existante pour maintenir cette réduction avec un allongement de 4 % environ. Enfin, on relâche la conduite PEHD qui reprend son diamètre initial en moins de 24 h en se plaquant sur la paroi de l'ancienne canalisation. Ce procédé est employé pour des diamètres de 125 à 800 mm et des tronçons pouvant aller jusqu'à 500 m.

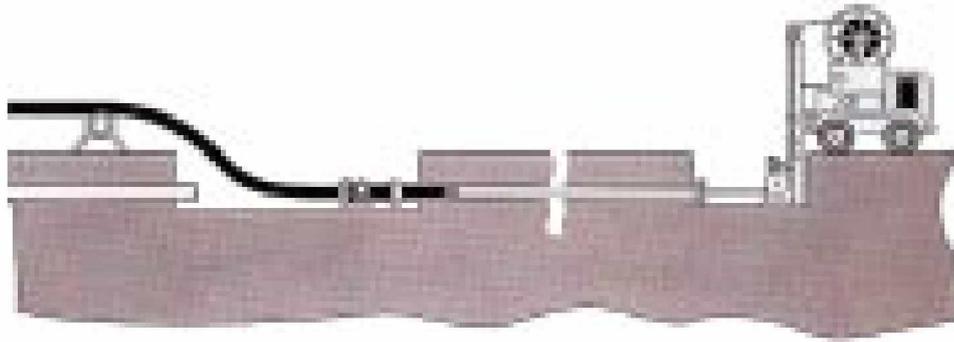


Figure V.4– Chemisage par tube prédéformé

V.2.2.2 Gainages

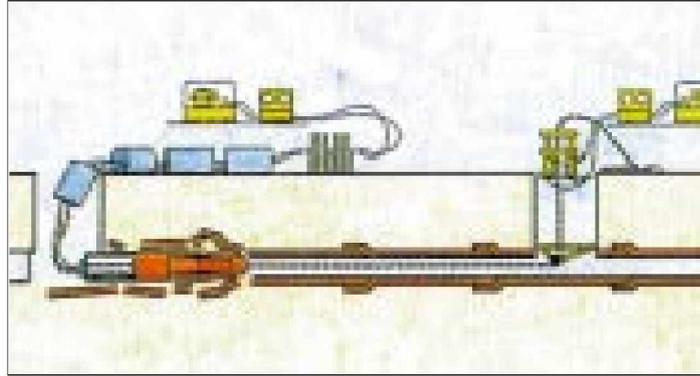
Une gaine, constituée d'une structure centrale en tissu polyester, d'un film intérieur en polyéthylène, et d'un film extérieur en polyester, est introduite dans la canalisation, pliée en U par un film en polyamide, et treuillée de l'extérieur. Après mise en pression, le film polyamide éclate et la gaine est en place. La gaine n'est pas structurante vis-à-vis des charges extérieures.



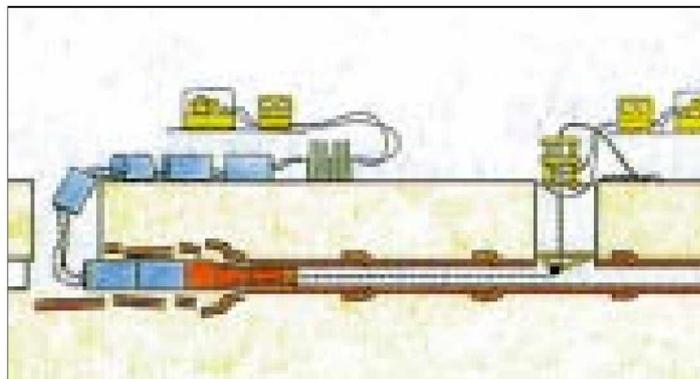
Figure V.5 – Gainage

V.2.2.3 Remplacements in situ

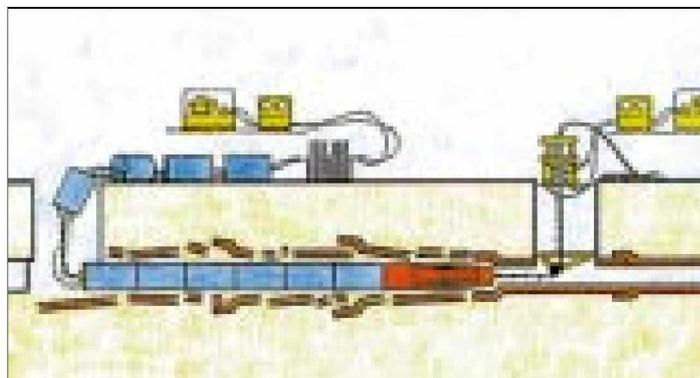
Les divers procédés consistent à introduire dans la conduite à remplacer (fonte) un engin appelé « éclateur » muni de vérins hydrauliques et tracté depuis la surface par une chaîne. Au fur et à mesure de l'avancement de l'éclateur, on engage la conduite de remplacement, en général du PEHD en tuyaux courts assemblés entre eux par double joint, ou du tube continu en grandes longueurs éventuellement présoudées.



ⓑ avancement de l'éclateur



ⓑ avancement de l'éclateur



ⓒ introduction de la nouvelle conduite

Figure V.6 – Remplacement d'une conduite après éclatement

V.2.2.4 Remplacement des branchements en plomb

Le branchement est rendu accessible à ses deux extrémités, au droit du compteur du client et au niveau du raccordement sur la conduite principale. Un câble, muni d'une olive élargissures de calibrage et de cônes excentrés, est introduit dans la canalisation en plomb. Le câble est ensuite tiré par un treuil. Lors de la mise en tension du câble, les cônes se bloquent en plusieurs points

répartis sur la paroi du tuyau en plomb, ce qui permet d'arracher le tuyau sans rupture. Un tuyau PE, fixé à l'extrémité du tuyau en plomb, se substitue à celui-ci.

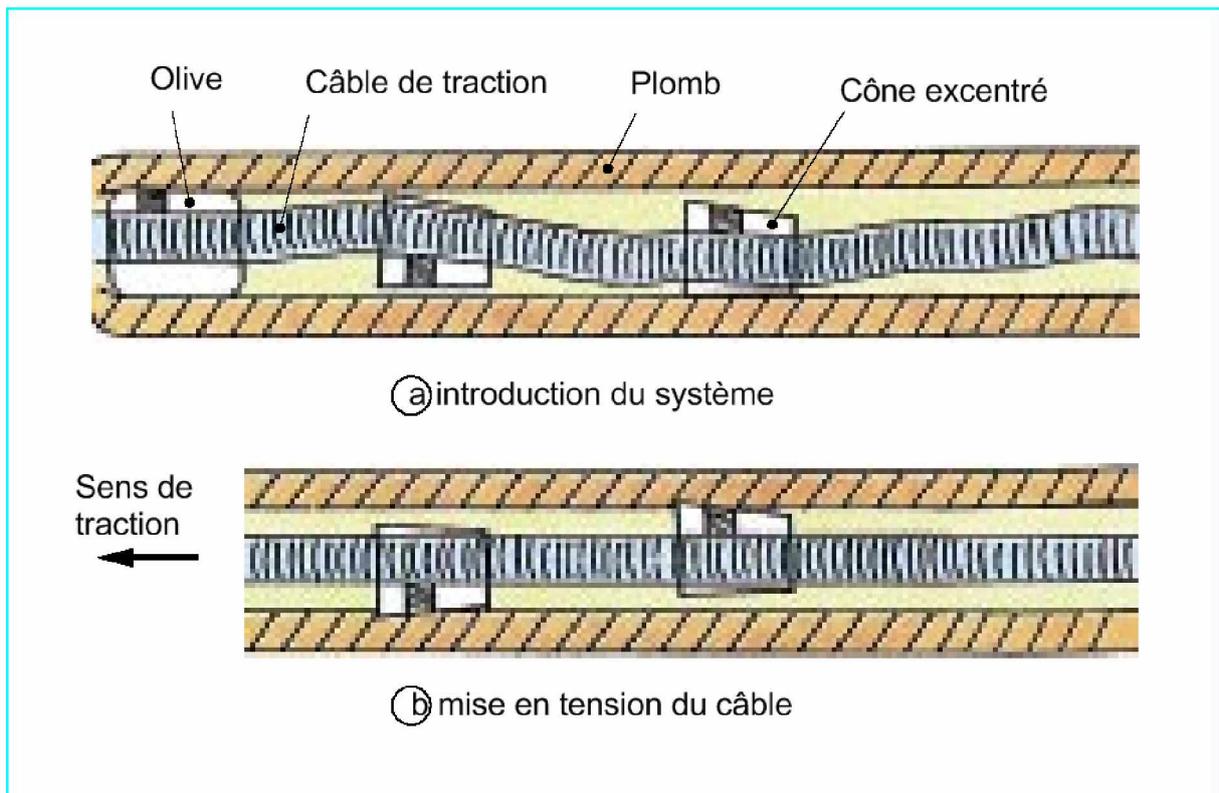


Figure V.7 – Extraction de branchement en plomb

V.2.2.5 Protection contre les retours d'eau

De nombreux incidents de pollution interne d'un réseau ont été relatés dans la presse de tous les pays. Il s'agit, en général, d'un retour d'eau polluée, presque toujours provoqué par une différence de pression négative entre le réseau public et le réseau privé.

Cela peut résulter d'un pompage intérieur sans protection (l'absence de bête de pompage est une cause fréquente) ou d'une baisse momentanée de pression dans le réseau public (la rupture d'une canalisation ou la dépression induite en retour par un coup de bélier sont les motifs les plus courants).

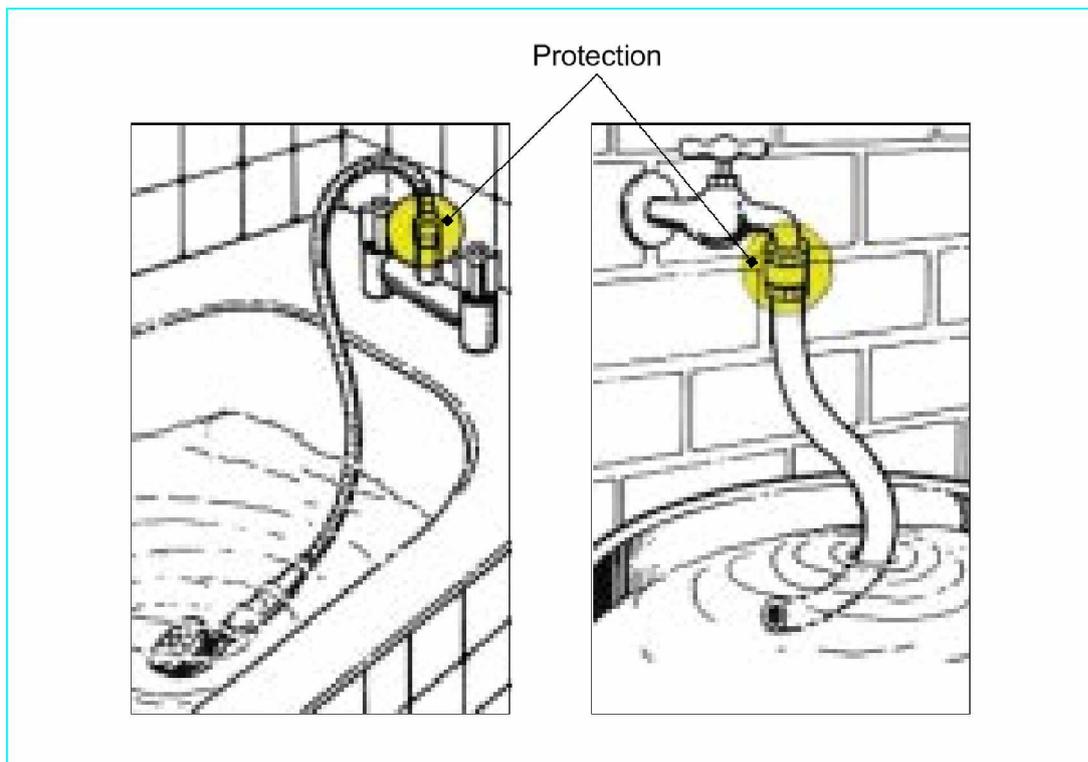


Figure V.8 – Risques de siphonage et protection possible

V.3 Conclusion :

Pour assurer le fonctionnement des conduites dans les meilleures conditions, il est impérativement que la pose et la rénovation doivent être faites suivant les normes, pour qu'on assure le rendement voulu et pour augmenter la durée de vie du système.

VI.1 Introduction :

La gestion d'un système d'alimentation en eau potable nécessite d'accomplir avec rigueur un ensemble de tâches et de mettre l'accent sur les procédés à respecter afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable et de garantir l'ensemble des besoins, en tenant compte de tous les usagers, dans les bonnes conditions de quantité, de pression et de qualité.

Donc gérer c'est d'effectuer des opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel et d'assurer la continuité et la qualité de la production telle que la maintenance, l'entretien et la bonne exploitation des ouvrages et des équipements, bien gérer c'est rassuré cette opération au coût global minimum.

VI.2 But de la gestion :

La gestion des réseaux d'alimentation en eau potable à pour objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des options de conservation.
- L'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, de dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation, relevage, traitement, stockage et distribution.

VI.3 Gestion et exploitation des ouvrages de stockage :

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans au minimum).

Les problèmes d'exploitation ou d'entretien qui concernent les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la construction et d'équipements.

VI.3.1 Equipements du réservoir :

Le tableau N° VI.1 dans la page suivante fournit une liste des équipements susceptibles d'être installés dans un réservoir :

Tableau N° VI.1 : Equipements du réservoir

Fonction	Equipements
Hydraulique	<ul style="list-style-type: none">- Clapet- Equipements de trop plein- Vidange- Siphon pour réserve incendie- Canalisation de liaison- Compteur- Clapet à rentrée d'air- Purgeur d'air
Exploitation	<ul style="list-style-type: none">- Niveau- Poste de livraison électrique- Débit- Télécommande- Equipements de télétransmission
Nettoyage	<ul style="list-style-type: none">- Trappes de visite pour les personnels et le matériel- Equipements spéciaux pour le nettoyage- Pompe d'alimentation en eau
Entretien	<ul style="list-style-type: none">- Appareils de manutention- Joints de montage- Eclairage

VI.3.2 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 (réparation).

Ils 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 cite :

VI.3.2.1 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.

VI.3.2.2 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.

VI.3.2.3 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.

VI.4 Gestion et exploitation des réseaux :

Afin d'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 différentes organes et accessoires en adaptant les matériaux aux appropriés qui facilitera sa gestion et son entretien.

VI.4.1 Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau :

Le maintien de la qualité de l'eau pendant sa distribution nécessite un suivie de contrôle et de prévention ; il est indispensable de procéder à des analyses périodiques sur la majorité du

réseau pour obtenir une cartographie de la qualité sur les paramètres tels que : le chlore, la bactériologie, la turbidité.

VI.4.2 La surveillance et l'entretien courant :

La garantie d'une maintenance contenue comporte les activités d'inspection, d'entretiens et de remise en état, est l'une des tâches les plus importantes dans le cadre de la gestion d'un réseau.

Pour l'exploitation, la première tâche est de suivre le fonctionnement des adductions et de réseau ; cette surveillance systématique s'appuiera sur les observations faites lors de l'entretien courant des ouvrages et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion des travaux de réparations.

VI.4.3 Les actions de réduction des pertes d'eau :

Elles portent généralement en priorité sur la recherche de fuite du réseau et sur le comptage.

VI.4.3.1 La recherche systématique des fuites :

La fuite engendre des vibrations acoustiques, ces dernières ont une fréquence audible variable de 100 à 3500 Hz, et se propagent avec une atténuation plus ou moins rapide le long de la conduite et dans le sol.

Les méthodes employées depuis très longtemps pour rechercher des fuites consistent à écouter et analyser les bruits captés au niveau de la conduite ou du sol.

a) Les amplificateurs mécaniques :

Ils sont composés d'une tige métallique servant de capteur d'une membrane vibrante et d'une cloche métallique formant caisse de résonance reliée à une paire d'écouteurs, ces écouteurs isolant partiellement des bruits transmis par l'air.

b) Les amplificateurs électriques :

ces appareils sont identiques aux précédents dans leur principe, mais le capteur est constitué d'un microphone. Ce sont les appareils les plus utilisés actuellement.

VI.4.3.2 Le comptage :

Pour l'exploitation rationnelle d'un système d'AEP, il est impératif de connaître avec précision les volumes d'eau en différents point des installations (au prélèvement, de traitement et de distribution...).

Le choix du compteur est basé sur les critères suivants : le débit, le diamètre, la précision, la fiabilité et la pression de service.

VI.4.4 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 ou facturé.

Donc c'est un élément important pour le gestionnaire de service et il doit lui porter une attention constante.

VI.4.5 La lutte contre le vieillissement des conduites :

Le vieillissement d'une conduite correspond à sa dégradation dans le temps, celui-ci est due, 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 inondation des lits de pose).

VI 5. Rendement d'un réseau

VI 5.1 Définitions

Il n'y a pas de terminologie officielle. Nous nous appuyerons donc sur un vocabulaire logique. Pour mesurer l'étanchéité d'un réseau, on compare le volume introduit dans le réseau à la sortie des usines de production (désinfection seule ou avec pompage, traitement plus ou moins complet) ou des livraisons en gros des services extérieurs, au volume utilisé de façon connue – et généralement mesuré – pendant la même période. La différence représente les pertes en distribution, et on utilise différents ratios généralement appelés et définis comme suit.

Rendement du réseau :

$$R = \frac{\sum \epsilon}{\Sigma} * 100$$

VI 5.2 Détermination du rendement

VI 5.2.1 Comptage à l'amont

Plus les débits sont élevés et plus les ouvrages d'admission sont de grande dimension, plus les erreurs peuvent être importantes, en valeur absolue bien sûr, mais également en pourcentage. Lorsque l'on quitte le domaine de la métrologie par comptage, c'est-à-dire au delà des plus gros compteurs, on entre dans le domaine de la débitmétrie élevée. On fait alors appel aux organes déprimogènes, aux débitmètres à ultrasons ou électromagnétiques. Ces appareils ont à présent une grande précision (erreur inférieure à $\pm 5\%$) et une bonne fiabilité ; ils nécessitent toutefois plus de vérifications et de réétalonnages que les compteurs classiques.

VI 5.2.2 Comptage à l'aval

Les volumes livrés aux clients munis de compteurs sont les volumes comptabilisés, c'est-à-dire le total des volumes relevés au compteur, des volumes évalués lorsque le compteur est trouvé bloqué ou est déposé.

Mais les volumes comptabilisés doivent être corrigés des défauts de comptage : défaut de précision, erreur de lecture, oubli de relevés. L'importance de la correction à apporter dépend du type et de l'état des compteurs, etc., ainsi que de l'attention des releveurs (elle peut atteindre de 5 à 10 % si le parc est mal entretenu), 3 à 5 % de sous-évaluation moyenne n'ont rien de critiquable.

VI 5.2.3 Volumes gaspillés

On classe parmi les volumes gaspillés ceux qui résultent de défauts d'exploitation et essentiellement les passages au trop-plein des réservoirs et les purges laissées ouvertes ou mal fermées. Parmi les volumes détournés, il faut mettre surtout les branchements clandestins ou les puisages sans autorisation sur les bouches de lavage ou d'incendie.

VI 5.2.4 Fuites

C'est seulement lorsque l'on a évalué l'ensemble des utilisations (maîtrisées ou clandestines) qu'on peut, par différence avec les volumes mis en distribution, calculer les pertes dues à l'état du réseau, etc., c'est-à-dire les fuites. Les fuites sont de différents types et peuvent affecter les différents éléments du réseau de distribution :

- les réservoirs : mauvaise étanchéité de la maçonnerie (mais en général ça se voit et ça se répare) ; mauvaise étanchéité des vidanges ;
- la robinetterie : essentiellement les presse-étoupes de vannes ou les raccordements des branchements ;
- surtout les canalisations : il s'agit soit des ruptures franches, les plus faciles à détecter car elles se manifestent extérieurement, soit des fentes, soit de la corrosion, soit, plus sournoises, des fuites aux joints. Ce sont celles-là, parce que nombreuses et difficiles à détecter, qui conduisent aux plus mauvais rendements de réseau.

Cette méthode de calcul global, qui se base sur la vie du réseau pendant une longue période, n'est finalement pas très précise en tant que telle ; elle n'éclaire cependant pas seulement sur l'état du réseau mais aussi sur la façon dont il est géré : imprécision des compteurs, déficiences du comptage, utilisations clandestines. Elle mesure les pertes du réseau et non les fuites proprement dites.

Par ailleurs, elle ne rend compte que de façon atténuée des résultats des campagnes de recherche de fuites en cours d'année.

Elle permet cependant de comparer des réseaux présentant des similitudes de taille, de matériaux, de qualité d'eau et permet surtout de suivre l'évolution des fuites, d'une année à l'autre ou d'un semestre à l'autre pour un même réseau. Enfin, elle permet de comparer les secteurs d'un réseau qui peut être subdivisé.

VI 5.3 Paramètres agissant sur le rendement

Les plus fréquemment cités sont :

- l'âge moyen du réseau ;
- la nature des canalisations et de leurs joints ;

- les conditions d'exploitation (pression, coups de bélier) ;
- la nature des terrains ;
- la longueur du réseau ;
- le nombre de branchements.

L'amélioration du rendement s'obtient par un affinage des comptages amont et aval, par une recherche et une détermination précise des volumes utilisés non comptés et par une recherche systématique des fuites.

Les différents calculs de rentabilité effectués dans de nombreux services ont montré que les bénéfices induits couvrent largement les frais d'amélioration et qu'il faut continuer l'effort de maintien d'un haut rendement même lorsque ce dernier est finalement obtenu.

Une retombée appréciable réside dans l'excellente connaissance, mise à jour en permanence grâce à la continuité de cet effort, des différentes composantes du réseau et dans la possibilité offerte ainsi à l'exploitant d'intervenir à bon escient.

VI 5.4 Recherche des fuites

VI 5.4.1 Surveillance du réseau

Elle comprend :

- le constat visuel des anomalies (affleurements d'eau, affaissements de terrain, présence d'eau aux bouches à clé, débits importants dans les égouts) ;
- le contrôle des débits et pressions sur le réseau et aux stations de pompage.

VI 5.4.2 Méthodes acoustiques traditionnelles

Elles consistent à déceler les bruits provoqués par la fuite à l'aide d'appareils mécaniques ou électroniques. Elles sont lentes et elles sont perturbées par les bruits ambiants.

L'écoute au sol est gênée par l'affaiblissement du bruit avec la profondeur (ou l'écart latéral par rapport à la conduite) ; l'écoute sur conduite est plus efficace sur les petits diamètres et sur les conduites métalliques.

Les appareils mécaniques dérivent du principe du stéthoscope.

Les appareils électroniques comportent un capteur, un amplificateur réglable, un filtre de fréquences, un casque d'écoute et un microampèremètre. À présent, le capteur est devenu microphone puis accéléromètre ; l'amplification est à réglage de la bande d'écoute par filtres.

VI 5.4.3 Méthodes nouvelles

§ Corrélation acoustique

On procède à une écoute à deux microphones ; un dispositif analyse les bruits captés en deux points éloignés de moins de 100 m de la même conduite ; la courbe de corrélation de ces bruits est relativement plate s'il n'y a pas de génération de bruit entre les deux points d'écoute. Dans le cas contraire, la courbe de corrélation présente un maximum très net. Connaissant la vitesse de propagation (qui est celle de la vitesse du son dans l'eau), on peut localiser la fuite.

Les bruits dans les conduites sont soumis aux phénomènes suivants :

- les hautes fréquences s'atténuent plus vite que les basses ;
- les basses fréquences sont mieux véhiculées par l'eau que par les conduites ;
- les conduites en plastique amortissent beaucoup plus rapidement les vibrations que les conduites métalliques ;

— plus le diamètre est important, plus les bruits sont atténués.

C'est cette faculté de bonne localisation de la fuite qui rend cette méthode particulièrement intéressante, car elle tend à des économies de temps et de terrassement.

Son avantage principal réside dans la neutralisation des bruits de l'environnement ; elle permet par conséquent un travail de jour.

Combinée avec les méthodes précédentes, qui déterminent une zone où peut se trouver la fuite, elle permet une localisation rapide et précise. Elle exige deux accès à la conduite séparés au plus de 100 m.

§ Injection de SF₆

Quand on a la certitude d'une fuite dans une zone déterminée et que sa localisation précise est difficile à obtenir, on peut faire appel à une injection d'hexafluorure de soufre (SF₆), produit inodore, insipide et sans danger. SF₆ s'échappe par la fuite, pénètre dans le sol et la verticale de la fuite se détermine au moyen d'un son introduit dans de petits trous percés le long du tracé de la conduite.

Cette méthode est longue et coûteuse ; elle peut s'utiliser quand la corrélation acoustique est en défaut (conduites en matière plastique ou impossibilité d'avoir deux accès à la conduite séparés de moins de 100 m).

Une variante consiste à utiliser des traceurs radioactifs.

§ Thermographie infrarouge

On détecte les fuites par mesure du gradient de température provoqué par la remontée de l'eau par capillarité du sous-sol. Cette technique est bien adaptée aux canalisations passant à travers champs. On obtient ainsi une cartographie rapide des zones potentielles de fuites par survol en hélicoptère, puis traitement différé des images infrarouges sur ordinateur.

§ Oreilles acoustiques

Le principe est de détecter le bruit de l'eau qui s'échappe des canalisations sous pression. La sensibilité de « l'oreille » s'étend sur une gamme de fréquences très large, et la période d'écoute est de l'ordre de 3 heures, ce qui permet de détecter des fuites faisant très peu de bruit.

§ Géo radar

Issu de la recherche militaire pour la détection de mines, son principe repose sur la vitesse de propagation d'ondes électromagnétiques dans le sol, variable en fonction des matériaux rencontrés et de la profondeur de l'objet détecté. Une poche d'eau se traduit par un ralentissement des ondes. L'interprétation des données fournies par le géoradar permet la double détection des conduites et des fuites.

§ Radio magnétotellurique

Cette technique vient de la géophysique et est basée sur la mesure de la résistivité apparente des terrains. Une zone de fuite est humide et s'exprime par une faible résistivité.

§ Bouchon de mousse dure en plastique envoyé dans le tuyau et véhiculé par l'eau La pression varie au passage des joints, des appareils, des coudes, etc. Elle croît brutalement quand le bouchon atteint la fuite et donne une indication sur le débit de fuite

VI. 6. Conclusion :

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre en amont de la conception et de l'adaptation des équipements nécessaires pour chaque système (captage, adduction, stockage et distribution) ainsi, les mesures et les actions portant en priorité sur la détection des fuites et la maîtrise de captage.

La remise en œuvre d'une organisation d'exploitation et de maintenance efficace tout en assurant l'amélioration du niveau de formation et de compétence du personnel est conseillée pour toutes les structures de gestion. Elle permet l'amélioration de la sécurité et le fonctionnement du système, la réduction des pertes d'eau, l'amélioration de la qualité d'exécution des travaux, le prolongement de la durée de vie des équipements et des installations, la réduction voir même l'élimination des risque de contamination.

VII.1.1 VII. INTRODUCTION

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moins nécessaire pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, ces travaux sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice (construction, bâtisse) de nature hydraulique ou génie civil.

Les terrassements forment la partie principale d'un grand nombre de travaux. Notamment la construction des voies de communication, des travaux des ports, en plus l'exécution des ouvrages d'art et des bâtiments.

Actuellement, les tendances principales du développement des machines de construction et de terrassement sont le changement de la transmission hydraulique et l'augmentation de la puissance ou de la capacité des machines, et leur mécanique est plus en plus complexe.

Avant d'aller sur chantier et commencer la réalisation de travaux il faut toujours commencer par une étude donnant les meilleurs outils de travail (engins) la stratégie des travaux et leur organisation et cherche constamment la meilleure façon la plus économique d'utilisation des moyens fournis

VII-1- Les actions reçus par les conduites:

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai
- La pression résultant des charges roulantes
- La pression résultant des charges permanentes de surface
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique
- Le poids propre de l'eau véhiculée
- Le tassement différentiel du terrain
- Les chocs lors de la mise en œuvre
- Action des racines des arbres

VII-2- Exécution des travaux:

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe)
- Emplacement des jalons des piquets
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards
- Aménagement du lit de pose

- La mise en place des canalisations en tranchée
- Assemblage des tuyaux
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints
- Remblai des tranchées

VII-2-1: Vérification, manutention des canalisations :

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité
- Le marquage en cas de défaut

VII.2-2 : Décapage de la couche de terre végétale ou goudron

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs,

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B.h.L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

B : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (h=0.1m)

L : longueur totale des tranchées (m)

VII.2 [VII.2-3 : Excavation des tranchées:](#)

Selon les caractéristiques du terrain l'excavation sera réalisée mécaniquement la profondeur minimale de la tranchée à excaver atteint 1 m pour :

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.

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 eau d'infiltrations.

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

- Ø La profondeur de la tranchée (H) ;
- Ø La longueur de la tranchée (b) ;
- Ø Distance de la cavalière.

Ø VII-2-3-1 : calcul de la profondeur de tranchée :

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite .Elle est donnée par la relation suivante :

$$H = D + h + h_1$$

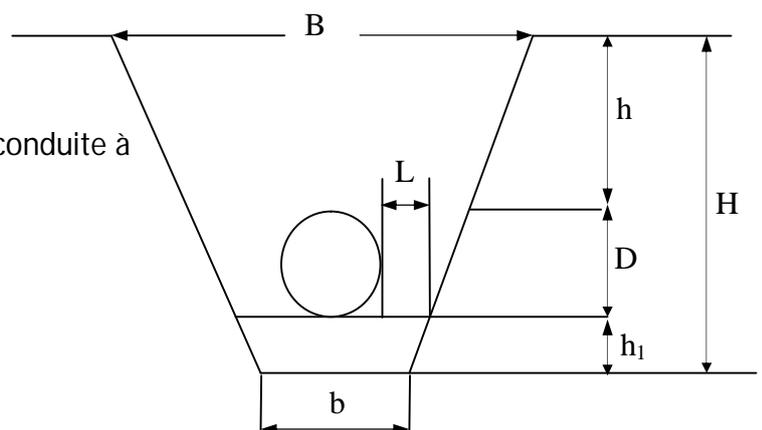
H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

On prend : h=1 m.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,1 \text{ m}$.



Chapitre VIII. D'où : $H = 1,1 + D$. (m).

Figure VII.1 : coupe en travers d'une conduite

VII-2-3-2 : calcul de la largeur de tranchée :

La largeur du fond de tranchée est obtenue par la formule :

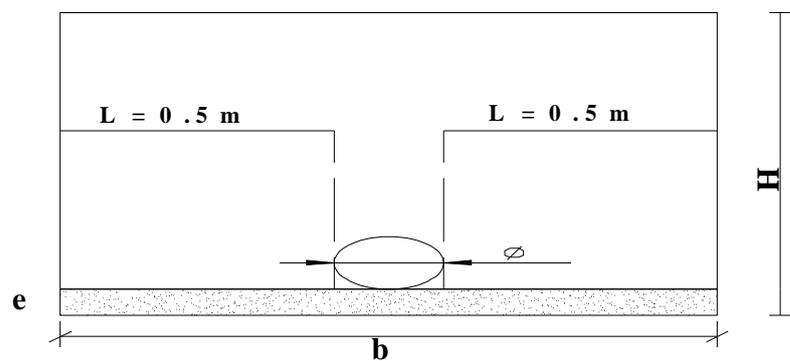
$$b = (L * 2) + \emptyset$$

Où :

b : Largeur de la tranchée (m);

\emptyset : Diamètre de la conduite (m).

L : la distance entre la conduite et le fruit de talus = 0.5m



Chapitre IX.

Figure VII.2 coupe en travers d'une conduite

Chapitre X.

Avec

H : la profondeur de la tranchée

e : l'épaisseur du lit de sable

VII-2-3-3 : 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 VII-1 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

Dans notre cas le sol est limon argileux d'où le coefficient de talus $m = 0$.

VII.2-4 : Aménagement du lit de sable :

Le fond de la tranchée est, normalement, arasé avec une couche de sable de 10cm d'épaisseur.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaires :
Exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

X.1 VII-2-5 : Accessoires :

Sur une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- n Assurer un bon écoulement.
- n Régulariser les pressions et mesurer les débits.
- n Protéger les canalisations.

X.1.1 VII-2-5-1 : Les robinets vannes :

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique. Généralement ce robinet vanne est court-circuité pour faciliter l'ouverture si celui-ci trouve entre deux biefs (amont sous pression aval vide)

VII-2-5-2 : Robinet d'arrêt : ou de prise sont utilisés dans le réseau (petite diamètre) au niveau de branchement ($\varnothing < 100$ mm), sont à quatre tours.

VII-2-5-3 : Les vannes papillons :

Ce sont des vannes à survitesses utilisées surtout au niveau des réservoirs d'eau (sortie de la conduite), c'est une vanne se fermant sous la pression de l'eau, à ne pas utiliser à l'aval d'une conduite. Elle occasionne une faible perte de charge et présente une rangeabilité importante. Pour la régulation ; la manœuvre de l'obturateur est limitée à 60° , car au-delà le gain de débit est faible et le couple de manœuvre augmente rapidement à partir de 60° et présente un maximum vers 80° ; ce qui est préjudiciable à la stabilité de fonctionnement.

X.2 VII-2-5-4 : Les ventouses :

On trouve sur le marché deux types de ventouses :

2-1 : Ventouse simple : elle assure le dégazage des conduites à haute pression.

2-2 : Ventouse à deux orifices : elle est formée d'une enceinte en communication avec la conduite, dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré.

Le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc. Les appareils se placent au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment de remplissage soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission de l'air lors des vidanges.

Le choix de l'appareil dépend du mode de remplissage choisi, généralement on admet un remplissage à débit réduit avoisinant $1/10$ du débit nominal. La vitesse de l'eau est alors faible ce qui entraîne une surpression faible au niveau de la ventouse.

On distingue :

Les ventouses manuelles qui sont constituées d'une prise verticale montée sur le génératrice supérieure d'un tuyau et d'un robinet à commande manuelle ; et les ventouses

automatiques comportant un flotteur sphérique logé dans un corps en fonte mis à la pression atmosphérique par un orifice placé à la partie supérieure du couvercle.

En fonctionnement normal, la ventouse est pleine d'eau, le flotteur est plaqué sur l'orifice ce qui rend le dispositif étanche. Lorsqu'une poche d'air se produit, le niveau baisse dans le corps de l'appareil, le flotteur descend et libère l'orifice par lequel l'air peut s'échapper.

X.3 VII-2-6 : Essai sur la canalisation en place

Après la pose de la conduite et avant remblaiement de la tranchée il faut effectuer par tronçon des essais à la pression d'épreuve

La conduite est alors remplie d'eau pour l'éprouver à la pression.

La pression d'essai sera égale à la pression à laquelle sera soumise réellement la conduite (+50%)

La durée d'essai est d'au moins 30 min

La variation de pression devra être supérieure à 0.2 bar

X.4 VII-2-6-1 : L'épreuve des joints et canalisations principales :

Dans le but de s'assurer l'étanchéité des joints en essai à la poussée hydraulique est effectué sur la canalisation quand elle est mise en place pour y procéder, l'aval de la canalisation est clôturé par une plaque d'extrémité sur laquelle une pompe est branchée. Quand les joints sont d'un type tel qu'ils cessent d'être visibles sous un revêtement ne permettant plus d'avoir les fuites, un premier essai est fait avant l'application du lit de revêtement cet essai peut avoir lieu à l'air sous une pression de 6 bars.

VII-2-7 : Remblaiement des tranchées:

Jusqu'à la hauteur du diamètre horizontal pour les tuyaux circulaires, le matériau de remblai doit être poussé sous les flancs de la canalisation.

Au-dessus de l'assise et après les essais, le remblaiement et le damage doivent être poursuivis par couches successives jusqu'à une hauteur de 0.10m, au-dessus de la génératrice supérieure de l'assemblage.

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

La seconde fraction du remblai peut être effectuée à l'aide d'engins mécaniques étant précisé que cette terre, qui doit être ré pondue par couches successives et légèrement damée, ne doit contenir ni blocs de roche, ni débris végétaux ou animaux.

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls}]$$

V_r : Volume du remblai en (m³).

V_d : Volume du déblai en (m³)

V_{cdt} : Volume occupée par la conduite

V_{cv} : Volume de la couche végétale

V_{ls} : Volume du lit de sable

VII-2-8 : Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m³)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

Tableau N° VII-2 : 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

Pour notre cas on a : $K_f = 1,24$.

VII-3 : Choix des engins :

VII-3-1 : l'engin Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- 1- Temps de fouille ;
- 2- Temps de transport ;
- 3- Temps de déchargement ;
- 4- Temps de remise en position de déblais.

Ce des engins très réponsus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Chapitre XI.

Figure VII.3: Pelle équipée en rétro

VII-3-2 : l'engin Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Chapitre XII.

Figure VII-4 : Chargeur

VII-4 : Calcul du volume de terrassements :

VII-4-1- : Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron

Le volume de la couche à décaper est :

$$V = B.h.L \text{ (m}^3\text{)}$$

B : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (h=0.1m)

L : longueur totale des tranchées (m)

Tableau VII-3 : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur d'une tranchée b :(m)	Volume de la couche végétale (m ³)
80	9973,78	1,08	1077,17
100	5662,03	1,1	622,82
125	3194,67	1,125	359,40
150	2285,97	1,15	262,89
175	1943,14	1,175	228,32
200	2160,89	1,2	259,31
225	1283,63	1,225	157,24
250	1672,12	1,25	209,02
275	263,14	1,275	33,55
325	323,93	1,325	42,92
375	125,05	1,375	17,19
400	105,59	1,4	14,78
500	37,06	1,5	5,56
TOTAL	29030,97		3290,17

Donc le volume total de la couche végétale : $V_s = 3290,17 \text{ m}^3$

VII-4-2 : Calcul du volume de déblai :

La surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = b * H$$

$$b = 0.3 * (N-1) + (0.5 * 2) + (\emptyset * N) \quad N = \text{nombre de conduite} = 1$$

Donc $b = 1 + \emptyset$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VIII-4

Tableau VII-4 : calcul du volume de déblai pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur d'une tranchée b (m)	Profondeur d'une tranchée H (m)	Surface d'une tranchée S(m ²)	Volume de déblai (m ³)
80	9973,78	1,08	1,18	1,27	12710,59
100	5662,03	1,1	1,2	1,32	7473,88
125	3194,67	1,125	1,225	1,38	4402,65
150	2285,97	1,15	1,25	1,44	3286,08

Tableau VII-4 : calcul du volume de déblai pour le réseau (suite).

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur d'une tranchée b (m)	Profondeur d'une tranchée H (m)	Surface d'une tranchée S(m ²)	Volume de déblai (m ³)
175	1943,14	1,175	1,275	1,5	2911,07
200	2160,89	1,2	1,3	1,56	3370,99
225	1283,63	1,225	1,325	1,62	2083,49
250	1672,12	1,25	1,35	1,69	2821,7
275	263,14	1,275	1,375	1,75	461,32
325	323,93	1,325	1,425	1,89	611,62
375	125,05	1,375	1,475	2,03	253,62
400	105,59	1,4	1,5	2,1	221,74
500	37,06	1,5	1,6	2,4	88,94
TOTAL	29030,97				40697,69

Donc le volume total de déblai : $V_d = 40697,69 \text{ m}^3$

VII-4-3 : CALCULE DU VOLUME DE LIT DE SABLE :

Ce lit correspond a une couche de sable de 10 cm sur le fond de la tranché, donc c'est une surface constante le long de la tranché, on calcul cette surface en utilisant la formule suivante

$$S = e * b * L$$

Tableau VII-5 : calcul du volume de sable pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largeur d'une tranchée b (m)	Volume de sable (m ³)
80	9973,78	1,08	1077,17
100	5662,03	1,1	622,82
125	3194,67	1,125	359,40

150	2285,97	1,15	262,89
175	1943,14	1,175	228,32
200	2160,89	1,2	259,31
225	1283,63	1,225	157,24
250	1672,12	1,25	209,02
275	263,14	1,275	33,55
325	323,93	1,325	42,92
375	125,05	1,375	17,19
400	105,59	1,4	14,78
500	37,06	1,5	5,56
TOTAL	29030,97		3290,17

Donc le volume total du lit de sable : $V_s=3290,17 \text{ m}^3$

VII-4-4 : Calcul du volume de remblai :

Ce volume est déduit a partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m^3) ;

V_d : Volume du déblai (m^3) ;

V_s : Volume du sable

V : Volume occuper par la conduite (m^3) ; $V = L * \frac{\pi * \theta^2}{4}$

L : Longueur de la conduite

θ : Diamètre de la conduite.

Tableau VII-6: calcul du volume de remblai pour le réseau

Diamètres (mm)	Volume de remblai (m^3)	Volume du lit de sable (m^3)	Volume de la conduite (m^3)	Volume de remblai (m^3)
80	12710,59	50,11	1077,17	11583,31
100	7473,88	44,45	622,82	6806,61
125	4402,65	39,18	359,40	4004,07
150	3286,08	40,38	262,89	2982,82
175	2911,07	46,71	228,32	2636,03
200	3370,99	67,85	259,31	3043,83
225	2083,49	51,01	157,24	1875,24
250	2821,70	82,04	209,02	2530,65
275	461,32	15,62	33,55	412,15
325	611,62	26,86	42,92	541,84

375	253,62	13,80	17,19	222,62
400	221,74	13,26	14,78	193,69
500	88,94	7,27	5,56	76,11
TOTAL	40697,69	498,55	3290,17	36908,97

Donc le volume total du remblai : $V_r = 16924,32 \text{ m}^3$

VII-4-5 : Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m³)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f = 1,24$.

Tableau VII-7: calcul du volume excédentaire pour le réseau

Volume de déblai (m ³)	Volume du sol foisonné (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
12710,59	11583,31	15761,13	4177,82
7473,88	6806,61	9267,61	2461,00
4402,65	4004,07	5459,29	1455,22
3286,08	2982,82	4074,74	1091,92
2911,07	2636,03	3609,72	973,69
3370,99	3043,83	4180,03	1136,20
2083,49	1875,24	2583,53	708,29
2821,70	2530,65	3498,91	968,26
461,32	412,15	572,03	159,89
611,62	541,84	758,41	216,57
253,62	222,62	314,49	91,87
221,74	193,69	274,96	81,26
88,94	76,11	110,29	34,18

Donc le volume total excédentaire : $V_r = 13556,17 \text{ m}^3$

Tableau VII-8: Le volume Total des travaux pour le réseau de distribution

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	Volume de la couche végétale (m ³)	Volume de déblai (m ³)	Volume de sable (m ³)	Volume du remblai (m ³)	Volume excédentaire (m ³)
80	9973,78	1077,17	12710,59	1077,17	11583,31	4177,82
100	5662,03	622,82	7473,88	622,82	6806,61	2461,00
125	3194,67	359,40	4402,65	359,40	4004,07	1455,22
150	2285,97	262,89	3286,08	262,89	2982,82	1091,92
175	1943,14	228,32	2911,07	228,32	2636,03	973,69
200	2160,89	259,31	3370,99	259,31	3043,83	1136,20
225	1283,63	157,24	2083,49	157,24	1875,24	708,29
250	1672,12	209,02	2821,70	209,02	2530,65	968,26
275	263,14	33,55	461,32	33,55	412,15	159,89
325	323,93	42,92	611,62	42,92	541,84	216,57
375	125,05	17,19	253,62	17,19	222,62	91,87
400	105,59	14,78	221,74	14,78	193,69	81,26
500	37,06	5,56	88,94	5,56	76,11	34,18
TOTAL	29030,97	3290,17	40697,69	3290,17	36908,97	

VII.6 : Planification des travaux:

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- B. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- C. Aménagement du lit de pose.
- D. La mise en place des canalisations en tranchée.
- E. Assemblage des tuyaux.
- F. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- G. Remblai des tranchées.
- H. Travaux de finition.

Tableau VII.9 : détermination de chemin critique.

OPERATION	TR	DP	DFP	DPP	DFPP	MT
A	15	0	15	0	15	0
B	75	15	90	15	90	0
C	25	90	115	90	115	0
D	25	90	115	90	115	0
E	20	90	110	95	115	5
F	20	115	135	115	135	0
G	30	135	165	135	165	0
H	20	165	185	165	185	0

Avec : TR: temps de réalisation.

DP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finissement au plutôt.

DPP: date de commencement au plu tard

DFPP : date de finissement au plu tard

MT : marge totale.

Le chemin critique

A-B-C-F-G-H $\sum TR = 185$ jours

A-B-C-D-G-H

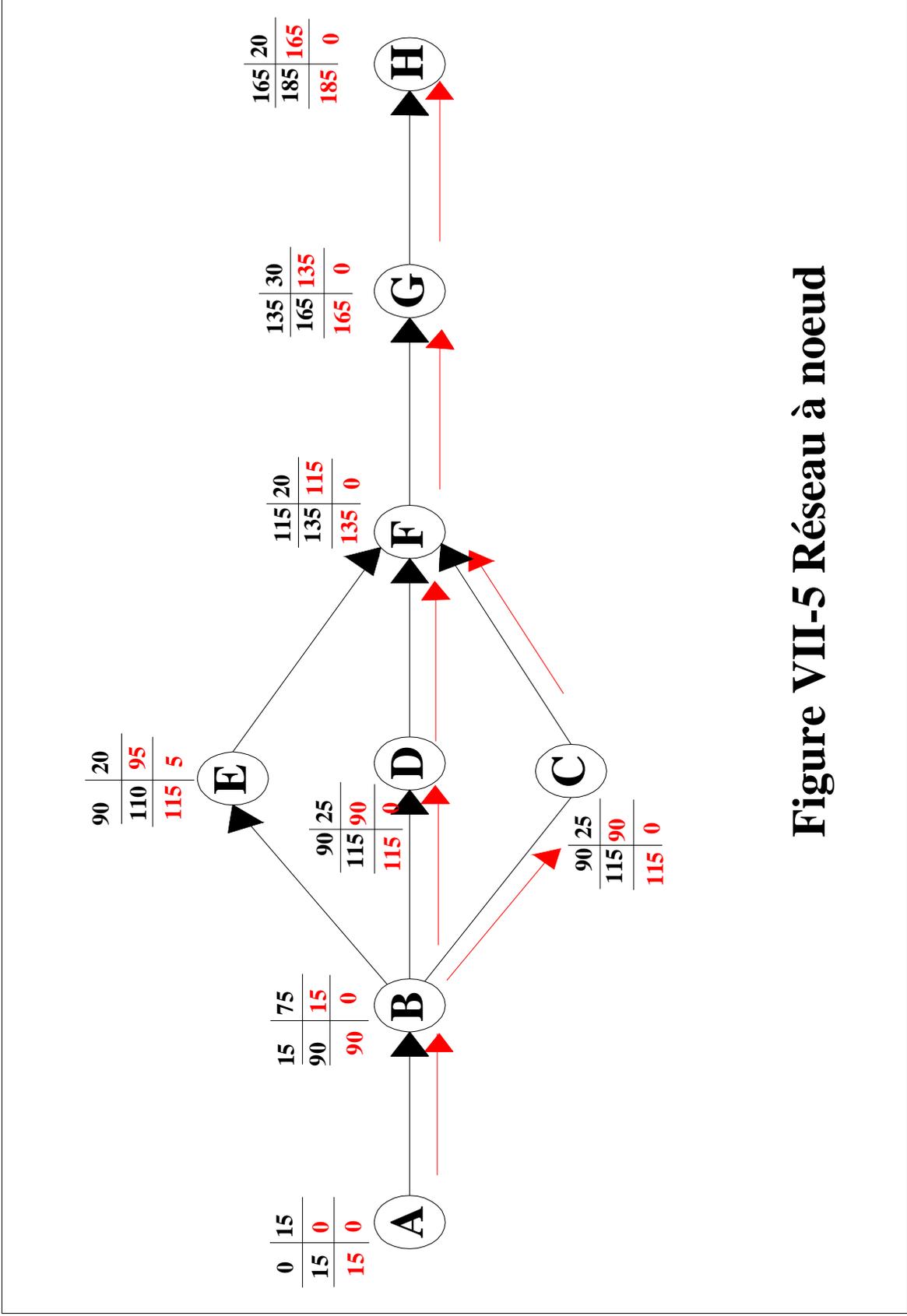


Figure VII-5 Réseau à noeud

VII.7 Conclusion :

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet.

La planification des travaux est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.

XII.1 VIII.1 Introduction

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan financier, sur le plan de la protection et surtout sur le plan humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions doivent être prises afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, différentes phases d'exécution des travaux sont effectués tel que :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil).tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les phénomènes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leurs études, suivies, exécution des projets réels dans le domaine hydraulique et génie civil.

XII.2 VIII.2 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VIII.2.1 Facteurs humains

- Manque de contrôle et négligence.
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux.
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VIII.2.2 Facteurs matériels

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

Durant chaque phase de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, le risque de produire un accident est éventuellement ouvert, soit dans la phase des travaux de terrassement, soit dans la réalisation des travaux de bétonnage, soit dans les installations

électriques ou des installations sous pressions soit après la finition du projet (travaux d'entretien des pompes, des installations, etc.)

XII.3 VIII.3 Liste des conditions dangereuses

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception, dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux.
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

XII.4 VIII.4 Liste des actions dangereuses

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

XII.5 VIII.5 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents

a. Protection individuelle

Pour mieux protéger contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions, il est indispensable d'utiliser les dispositifs de protection individuelle (casques, gans, chaussures, lunette protectrice etc.)

b. Autre protections

Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).

Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.

Climatisation des surcharges en bordure des fouilles.

Les travailleurs œuvrant à la pioche ou la pelle sont tenus à laisser une distance suffisante entre eux.

c. Protection collective

L'entrepreneur ou bien le chef de chantier, en ce poste doit mettre en évidence les points suivants :

- Application stricte des règlements de sécurité.
- Affectation rugueuse du personnel aux commandes des points clés d'une installation moderne.

d. Engin de levage

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

Affecter du personnel compétent.

Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.

Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

e. Appareillage électrique

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage, car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

VIII.6 Conclusion

Comme l'environnement de travail contribue au développement et à une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est impératif de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. Ainsi donc on peut gagner sur le plan financier et offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des ouvrages. Dans le chapitre qui suit, nous allons parler de la gestion du réseau d'alimentation en eau potable.

Conclusion générale:

Dans notre mémoire de fin d'études qui consiste à approvisionner la ville de Oued Fali (w de Tizi-Ouzou) en eau potable, on a essayé d'abord de donner une idée générale sur la situation de la ville avec des illustrations, et en suite afin d'avoir un bon fonctionnement du réseau au fil des années on estime les besoins de la population en eau potable pour l'horizon 2033.

A l'aide du logiciel Watercad on a fait une simulation du réseau pour optimiser les pressions, les vitesses, et dimensionner les conduites. Ensuite on dimensionne les trois réservoirs qui alimentent le réseau.

Après avoir dimensionné les conduites on a donné une méthode-type de pose des canalisations pour assurer une bonne fixation et une durée de vie des accessoires (joints, vannes, ventouses... etc.)

Tout réseau d'alimentation en eau potable nécessite une gestion d'alimentation en eau pour accomplir avec rigueur un ensemble de tâches et de mettre l'accent sur les procédés à respecter afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau et de garantir l'ensemble des besoins, en tenant compte de tous les usagers, dans les bonnes conditions de quantité, de pression et de qualité.

Donc gérer c'est d'effectuer des opérations qui permettent de conserver le potentiel du matériel et d'assurer la continuité et la qualité de la production.

BIBLIOGRAPHIE

- 1-MOUNIR BOUSLIMI : Cours alimentation en eau potable.
- 2-Hugues GODART : Adduction et distribution d'eau.
- 3-Systèmes hydrauliques urbains.
- 3-J.BONNIN : Hydraulique urbaine appliquée en agglomération de petite et moyenne Importance.
- 4- SALAH B : Polycopie Cours d'alimentation en eau potable ENSH 1993
- 5-SALAH B : cours d'alimentation en eau potable de 5^{eme} année
- 6-Mr BEN HAFID MS : Cours De Protection et Sécurité Du Travail
- 7- Robert AFFOUARD Ingénieur-Conseil en installations hydrauliques et mécanique lubrifiée

Webographie

www.ingdz.com

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	1.00	1.5	03	3.35	0.75
1-2	1.00	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1.00	1.5	2.5	3.3	01
3-4	1.00	1.5	2.6	3.2	01
4-5	2.00	2.5	3.5	3.25	03
5-6	3.00	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5.00	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.50	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.50	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.50	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.50	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.50	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7.00	5.00	4.4	4.6	8.5
13-14	7.00	5.00	4.1	4.55	06
14-15	5.50	5.50	4.2	4.75	05
15-16	4.50	6.00	4.4	4.7	05
16-17	5.00	6.00	4.3	4.65	3.5
17-18	6.50	5.50	4.1	4.35	3.5
18-19	6.50	5.00	4.5	4.4	06
19-20	5.00	4.50	4.5	4.3	06
20-21	4.50	4.00	4.5	4.3	06
21-22	3.00	3.00	4.8	3.75	03
22-23	2.00	2.00	4.6	3.75	02
23-24	1,00	1.50	3.3	3.7	01

Source : (polycop d'A.E.P de Salah Boualem).

Variation du coefficient β_{\max}

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

Variation du coefficient β_{\min}

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

Relation entre les diamètres avantageux et les débits

Diamètres (mm)	50	75	100	125	150	175	200	250	300
Débits limites (l/s)	< 3	3 à 7,3	7,3 à 10,6	10,6 à 15,10	15,10 à 19,8	19,8 à 26,5	26,5 à 42	42 à 65	65 à 93

ANNEXE N°1

Tableau 2 : Débits en fonction des diamètres et gradients de perte de charge

Q (l/s)	0.4	0.7	1.0	1.5	2.0	2.2	2.2	2.5	3.0	3.5
D (mm)	50	50	50	50	50	50	75	75	75	75
1000i	1.43	3.97	7.61	160	27.3	32.6	4.51	5.77	7.97	10.7
Q (l/s)	4.00	4.5	5.0	5.2	5.2	5.5	6.00	7.00	8.0	9.1
D (mm)	75	75	75	75	100	100	100	100	100	100
1000i	13.60	16.9	20.5	22.0	5.40	6.00	7.03	12.0	12.0	15.2
Q (l/s)	9.1	10	11	12	13	13.8	13.8	16	18	20
D (mm)	125	125	125	125	125	125	150	150	150	150
1000i	6.49	7.72	9.21	10.8	12.6	14.0	6.02	8.05	10.0	12.2
Q (l/s)	22	23.6	23.6	25	30	35	40	44	44	50
D (mm)	150	150	200	200	200	200	200	250	250	250
1000i	14.5	16.5	3.94	4.38	6.14	8.18	10.5	12.5	4.29	5.45
Q (l/s)	55	60	65	71	71	80	90	100	103	103
D (mm)	250	250	250	250	300	300	300	300	300	350
1000i	6.50	7.64	8.88	10.5	4.50	5.63	7.00	8.53	9.01	4.29
Q (l/s)	110	120	130	140	144	144	150	160	170	180
D (mm)	350	350	350	350	350	400	400	400	400	400
1000i	5.03	5.92	6.87	7.89	8.31	4.31	4.65	5.24	5.87	6.53
Q (l/s)	190	200	217	217	220	240	260	280	300	320
D (mm)	400	400	400	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.23	7.96	9.20	3.20	3.30	3.89	4.52	5.19	5.93	6.66
Q (l/s)	340	360	380	400	420	440	460	480	500	505
D (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
1000i	7.47	8.31	9.21	9.21	11.1	13.2	13.2	14.3	15.5	15.8

$J = \Delta H / L =$ gradient de perte de charge

(Extrait de l'ouvrage d'alimentation en eau potable d'ABRAMOV, édition 1982)